



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



LEANDRO AUGUSTO MORAIS SOUZA

ANÁLISE DOS LIMITES DE ATTERBERG EM INTERVALOS
GRANULOMÉTRICOS DE UM SOLO LATERÍTICO PURO E ADITIVADO COM
CIMENTO PORTLAND

São Cristóvão - SE

(2022)

LEANDRO AUGUSTO MORAIS SOUZA

**ANÁLISE DOS LIMITES DE ATTERBERG EM INTERVALOS
GRANULOMÉTRICOS DE UM SOLO LATERÍTICO PURO E ADITIVADO COM
CIMENTO PORTLAND**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe (UFS) como requisito para o título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. DSc. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida

São Cristóvão - SE

(2022)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SERGIPE
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL



ATA DE DEFESA

Leandro Augusto Morais Souza

Análise dos Limites de Atterberg em Intervalos Granulométricos de um Solo Laterítico Puro e Aditivado com Cimento Portland

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe (UFS) como requisito para o título de Bacharel em Engenharia Civil.

Aprovada em: 21 de novembro de 2022

Banca Examinadora		Nota
Orientador: Prof ^o . Dr. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida (UFS)	–	9,3
 Examinador: Eng ^o . Me. Kharine Prado (Externo)	–	9,0
 Examinador: Eng ^o . Me. Leticia Menezes Santos Sá (Externo)	–	9,5
Média Final:		9,3

Documento assinado digitalmente
goubri
GUILHERME BRAVO DE OLIVEIRA ALMEIDA
Data: 01/12/2022 12:14:29-0000
Assinatura em: 01/12/2022 12:14:29-0000

Prof^o. Dr. Guilherme Bravo de Oliveira Almeida (UFS)
Assinatura do Orientador

AGRADECIMENTOS

Agradeço,

À minha família, pelo apoio incondicional e por ter sempre respeitado minhas decisões e momentos.

À minha Tia Ana Célia e o seu filho Helenilson, por terem me recebido em seu lar, possibilitando o início dos meus estudos.

Aos meus amigos da vida e colegas de curso por todo apoio e amizade durante essa jornada.

À Universidade Federal de Sergipe, em especial a todos os professores que contribuíram para a minha formação.

Ao meu orientador, Guilherme Bravo, pela orientação, solicitude e paciência durante o desenvolvimento do trabalho.

Aos técnicos do Geopav, Willami Santos e Luiza Ramos, por toda a ajuda durante os ensaios.

Aos colegas do laboratório, Silmara, Larissa, Lucila, Helen e Marcelo, pelo auxílio durante a execução do trabalho, e também pelos momentos de descontração.

RESUMO

Os solos tropicais apresentam peculiaridades mineralógicas decorrentes da sua formação que os conferem comportamentos estruturais únicos. Estes se dividem em solos lateríticos e saprolíticos, e ambos possuem características únicas em comparação com outras ocorrências de solo. Uma das características de interesse desses solos é a plasticidade, mensurada através dos ensaios de limites de Atterberg. Tais limites são amplamente utilizados na geotecnia e, na determinação dos seus valores de umidade. Observa-se que o solo muda de um estado físico para o próximo (sólido, semissólido, plástico e líquido). Um método capaz de melhorar as propriedades do solo como, por exemplo, a plasticidade, é a estabilização com uso de cimento Portland. Além do efeito redutor de plasticidade, esse aditivo ainda promove um sensível ganho de resistência. O objetivo deste trabalho é comparar os limites de Atterberg de um solo laterítico puro e misturado a porcentagens de cimento Portland em diferentes intervalos granulométricos. Para tal, foi utilizado um solo laterítico e teores de 5% e 8% de cimento Portland de alta resistência inicial, em relação à massa total. O programa experimental envolveu os ensaios de análise granulométrica, massa específica dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade do solo puro. Os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade foram realizados em diferentes intervalos granulométricos, a partir da peneira #40, em amostras de solo puro e solo-cimento. Os resultados obtidos mostraram a tendência de aumento nos limites de Atterberg, conforme se reduz o tamanho dos grãos. Foi observada uma redução de plasticidade com a adição do aditivo, contanto que se promovam condições para haver suficiente hidratação dos grãos do cimento. Além disso, para menores tamanhos dos grãos, maior deve ser a quantidade do aditivo para reduzir a plasticidade.

Palavras-chave: Solos Lateríticos, Limites de Atterberg, Estabilização de Solos

ABSTRACT

Tropical soils have mineralogical peculiarities resulting from their formation that give them unique structural behaviors. They are divided into lateritic and saprolitic soils, and both have unique characteristics when compared to other soil occurrences. One of the characteristics of interest from these soils is the plasticity, measured by the Atterberg limits test. Such limits are widely used in geotechnics and, in determining the moisture values, it is observed that the soil changes from a physical state to the next (solid, semi-solid, plastic and liquid). A method capable of improving soil properties, such as plasticity, is stabilization with Portland cement. In addition to the plasticity-reducing effect, this additive also promotes a significant gain in strength. The objective of this study is to compare the Atterberg limits of a pure lateritic soil with others that are mixed with Portland cement percentages in different granulometric intervals. For this purpose, a lateritic soil and contents of 5% and 8% of Portland cement of high early strength were used, in relation to the total mass. The experimental program involved the tests of granulometric analysis, specific gravity of the grains, liquid limit and plastic limit of the pure soil. Liquid limit and Plastic limit tests were performed at different granulometric intervals, starting from the #40 sieve, in pure soil and soil-cement samples. The results obtained showed a tendency of increase in the Atterberg limits, as the grain size is reduced. A reduction in plasticity was observed with the addition of the additive, as long as conditions are promoted for sufficient hydration of the cement grains. In addition, for smaller grain sizes, greater must be the amount of additive to reduce plasticity.

Keywords: Lateritic Soils, Atterberg Limits, Soil Stabilization

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Designação genética geral das camadas de solos nas regiões tropicais.	14
Figura 2: Esquema simplificado da formação pedogenética dos solos tropicais.	15
Figura 3: Corte rodoviário de um solo tropical com camada laterítica subjacente à camada saprolítica de origem sedimentar, com as correspondentes microestruturas.	15
Figura 4: Ocorrência dos solos lateríticos no cenário mundial.	16
Figura 5: Ocorrência de solos finos arenosos e argilosos lateríticos no Brasil.	17
Figura 6: Limites de Atterberg e estados de consistência do solo.	21
Figura 7: Variabilidade de Resultados em ensaios de limite de consistência.	23
Figura 8: Antiga Estrada Romana.	24
Figura 9: Diagrama dos efeitos dos principais agentes estabilizantes utilizados no solo.	26
Figura 10: Densidade seca x umidade de alguns solos brasileiros.	28
Figura 11: Possibilidades de graduação do solo.	29
Figura 12: Esquema de solo com: a) Baixo teor de cimento e b) Alto teor de cimento.	34
Figura 13: Ponto de coleta na jazida aningas.	35
Figura 14: Programa experimental para o solo puro.	37
Figura 15: Intervalos granulométricos estudados nesta pesquisa.	37
Figura 16: Sedimentação e peneiramento.	38
Figura 17: Ensaio de determinação da massa específica real.	38
Figura 18: Ensaio de limite de liquidez.	39
Figura 19: Ensaio de limite de plasticidade.	40
Figura 20: Destorroamento do solo para obtenção das amostras.	40
Figura 21: Mistura do solo-cimento.	41
Figura 22: Curva granulométrica do solo puro.	42
Figura 23 Limite de liquidez do solo puro	43
Figura 24 Limite de liquidez para a amostra de solo puro passante #60 e retido #100.	45
Figura 25: Limite de liquidez para a amostra de solo puro passante #100 e retido #200.	46
Figura 26: Limite de liquidez para a amostra de solo puro passante #200.	47
Figura 27: Limite de liquidez para a amostra de solo retido na #200 + 5% de cimento Portland.	49
Figura 28: Limite de liquidez para a amostra de solo retido na #200 + 8% de cimento Portland.	50
Figura 29: Limite de liquidez para a amostra de solo passante na #200 + 5% de cimento Portland.	52
Figura 30: Limite de liquidez para a amostra de solo passante na #200 + 8% de cimento Portland.	53

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores típicos dos limites de liquidez e plasticidade de alguns minerais.	22
Tabela 2: Geometria e valores típicos da superfície específica de partículas de três minerais de argila e de areia.....	22
Tabela 3: Porcentagem que passa por cada peneira.	42
Tabela 4: Limites de Atterberg nos intervalos granulométricos para o solo puro.....	48
Tabela 5: Limites de Atterberg de amostras passantes na #100 e retidas na #200.....	51
Tabela 6: Limites de Atterberg de amostras passantes na #200.....	53
Tabela 7. Limites de Atterberg para 5% de cimento nos intervalos granulométricos.....	53
Tabela 8. Limites de Atterberg para 8% de cimento nos intervalos granulométricos.....	54

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Métodos utilizados para estabilização de solos.	27
Quadro 2: Características da estabilização de solos com cimento.	34

Sumário

INTRODUÇÃO	10
CONSIDERAÇÕES INICIAIS	10
RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	11
OBJETIVOS	11
ESTRUTURA DESTE TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO	12
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
1.1 SOLOS TROPICAIS	13
1.1.1 Solos Lateríticos	15
1.2 LIMITES DE ATTERBERG	20
1.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	24
1.3.1 Estabilização mecânica	27
1.3.2 Estabilização física	28
1.3.3 Estabilização química	29
2 MATERIAIS E MÉTODOS	35
2.1 MATERIAIS	35
2.2 MÉTODOS	36
2.2.1 Ensaios de caracterização	37
2.2.2 Limites de Atterberg nos intervalos granulométricos com solo puro	40
2.2.3 Limites de Atterberg nos intervalos granulométricos com solo-cimento	40
3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	42
3.1 CARACTERIZAÇÃO DO SOLO	42
3.2 LIMITES DE ATTERBERG NOS INTERVALOS GRANULOMÉTRICOS PARA O SOLO PURO	44
3.3 LIMITES DE ATTERBERG NOS INTERVALOS GRANULOMÉTRICOS COM SOLO-CIMENTO	49
CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	55
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	56

INTRODUÇÃO

Considerações iniciais

No Brasil, o clima tropical e subtropical fornecem características que resultam na formação de solos com comportamentos peculiares no que se refere aos parâmetros de interesse geotécnico. Conhecidos como solos tropicais, estes se dividem em: lateríticos, saprolíticos e transportados.

O processo de formação desses solos se deve à presença de um característico intemperismo, que se dá pela penetração de uma água acidulada, formada pela decomposição da vegetação na cobertura do maciço, por meio de trincas presentes no solo. Dado um tempo geológico suficiente, tem-se a formação da estrutura composta por um manto superior de solo laterítico, e uma camada de solo saprolítico abaixo, que foi exposta a este processo de intemperismo, mas ainda se assemelha bastante à rocha inalterada de origem.

Os solos lateríticos são identificáveis principalmente pelas colorações típicas: marrom, vermelho, laranja ou amarelo. Além disso, possuem grande teor de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio na sua composição, bem como agregações estáveis conhecidas como concreções ferruginosas.

Geograficamente, esses solos ocorrem na faixa denominada intertropical, por isso as tecnologias importadas de outros países, fora dessa zona e desenvolvidas para solos com outras características, acabavam por classificar esses solos como inapropriados ou de baixa qualidade.

No estudo dos solos lateríticos, autores (SILVEIRA, 1984; NOGAMI E VILLIBOR, 2009) relataram a variabilidade de resultados quanto aos ensaios de limites de Atterberg para análise da plasticidade. Por conta disso, a reprodutibilidade desses estudos é colocada sob consideração. Gidigas (1976) *apud* Villibor (2009) argumenta que os resultados variáveis decorrem do grau de mistura ou moldagem da amostra, seja na preparação ou durante o ensaio.

Uma das alternativas para adequação de solos às obras de engenharia é o processo de estabilização, que engloba técnicas de caráter mecânico, físico ou químico para corrigir principalmente os parâmetros referentes à expansibilidade, compressibilidade, resistência, permeabilidade e durabilidade (e.g. INGLES; METCALF, 1972 *apud* GONDIM, 2008; CRUZ, 2004).

Dentre essas técnicas, destaca-se o processo de estabilização química com uso de cimento Portland, a qual é capaz de melhorar o desempenho de qualquer tipo de solo, mesmo

que necessite a aplicação em conjunto com outras técnicas. O objetivo desse tipo de estabilização, a depender do teor de cimento aplicado, pode ser tanto a obtenção de um enrijecimento considerável do solo (com ganho de resistência) como também um incremento parcial de suas propriedades físicas, principalmente a trabalhabilidade pelo seu efeito de alteração na plasticidade.

Relevância e justificativa da pesquisa

Em virtude das questões levantadas quanto à reprodutibilidade dos ensaios de limites de Atterberg e a sua variabilidade nos resultados, cunha-se a importância da realização de mais estudos sobre os tópicos dessa natureza. Assim, o conhecimento tende a avançar o estado da arte nesse campo, trazendo possíveis melhorias quanto à utilização, eficiência, velocidade e segurança no emprego dos materiais em obras de engenharia.

Devido à disponibilidade dos solos lateríticos no território brasileiro, em especial no estado de Sergipe, é grande o interesse em aprofundar o conhecimento no porquê da variabilidade da plasticidade. Ainda, como a estabilização química com cimento Portland pode influenciar nessa propriedade.

Portanto, se faz necessário e importante o aprofundamento de estudos para saber como ocorre a variação nos limites de liquidez e de plasticidade de um solo laterítico, em intervalos granulométricos compreendidos a partir da fração 0,42 mm, e como variam esses limites ao se adicionar cimento Portland.

Objetivos

Este trabalho de conclusão de curso tem como objetivo geral comparar os limites de Atterberg de um solo laterítico puro e misturado a porcentagens de cimento Portland, em diferentes intervalos granulométricos.

Para atingir o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos devem ser concluídos:

- conhecer a plasticidade do solo puro seguindo o requerido pela norma (material passante #40);
- verificar a plasticidade do solo puro e das mistura solo-cimento (5 % e 8% de cimento Portland) nos intervalos granulométricos abaixo da peneira # 40;
- comparar os limites de Atterberg de cada intervalo granulométrico entre o solo puro e o solo com os diferentes teores do aditivo.

Estrutura deste trabalho de conclusão de curso

A estrutura na qual está dividido este trabalho tem a seguinte sequência:

- Introdução, em que é abordado o tema de estudo, a justificativa e os objetivos;
- Revisão Bibliográfica, descrevendo os assuntos relacionados ao tema como solos tropicais, limites de Atterberg e estabilização de solos;
- Materiais e Métodos, que indica os materiais utilizados, o fluxograma de como foi realizada a pesquisa e as normas técnicas seguidas para execução dos ensaios;
- Resultados e Discussão, onde são expostos os resultados dos ensaios e suas discussões;
- Conclusões e Sugestões, apresentando as considerações finais acerca do tema, de acordo com os resultados obtidos, além de algumas sugestões indicadas para trabalhos futuros.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão realizadas considerações a respeito dos solos tropicais, com enfoque nos solos lateríticos e a sua mineralogia, bem como os limites de Atterberg e a estabilização de solos.

1.1 Solos tropicais

De acordo com Nogami e Villibor (1995), solos se definem como materiais compostos por grãos que podem ser separados por simples processos hidráulicos ou mecânicos, e cuja escavação pode ser realizada fazendo uso de ferramentas simples de terraplanagem. Quando compactados, ou manipulados na realização de aterros, cortes, reforços de subleito, barragens, etc., eles serão considerados como artificiais. Quando não alterados por atividade humana, são considerados naturais. Eles representam a parte mais exterior da superfície terrestre, e, por consequência, os materiais dentro deste contexto que não atendem ao requisito de solo, são considerados como rochas.

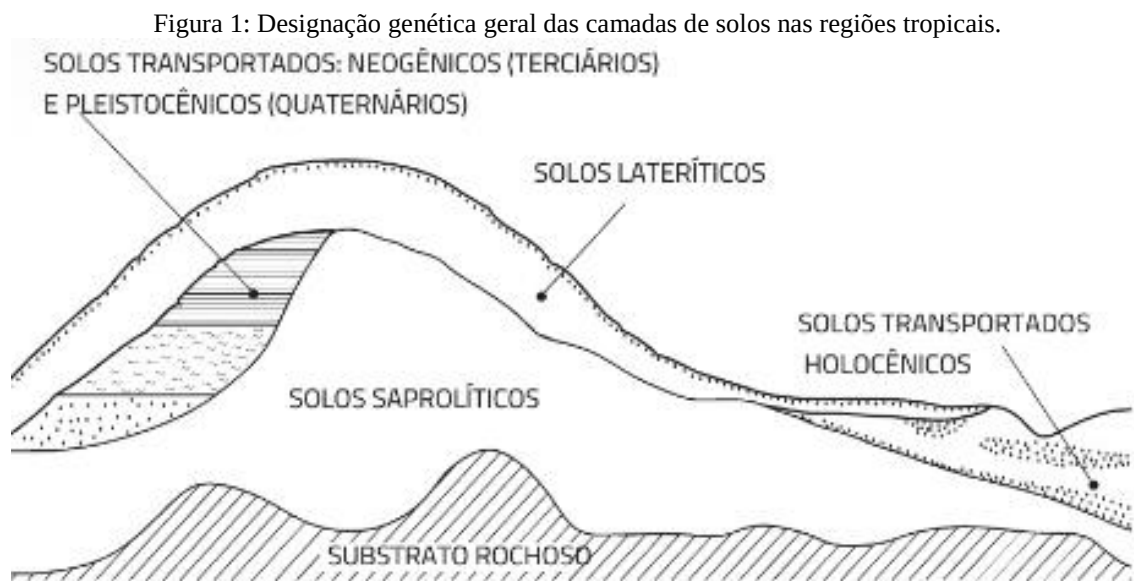
Todo e qualquer solo é originário dos processos de decomposição e desagregação, gerado pelos agentes físicos e químicos, das rochas que inicialmente compunham a crosta terrestre. A penetração da água pelo maciço gera uma alteração química dos seus materiais, associada a uma série de efeitos físicos. A fauna e flora também influenciam quimicamente o solo, promovendo processos de hidrólise, oxidação, lixiviação, troca de cátions, etc. A estrutura final do solo é determinada pelo resultado final da associação de diversos destes processos, que acabam por gerar uma mistura de pequenas partículas de diferentes composições químicas, fortemente influenciada pela composição química da rocha de origem (PINTO, 2006).

Como explicado por Lepsch (2011), as fragmentações de origem mecânica geram alterações de tamanho nos minerais, produzindo principalmente areias, enquanto os processos de dissolução e alteração química alteram a sua constituição, ocasionando a formação de argilas e sais. Os ânions e cátions contidos por esses sais se dividem, uma parte se dissolve e acaba chegando até o lençol freático, enquanto a outra acaba por ficar retida nas argilas.

Para tratar da influência climática na formação destes solos, é importante destacar que o Brasil possui clima tropical e subtropical. Esta condição climática é caracterizada pela presença de numerosas chuvas, alta temperatura média anual (comumente acima dos 20°C),

intensa evaporação e ausência de congelamentos do subsolo. Em razão disto, as condições se tornam favoráveis à presença de um alto grau de intemperização.

As regiões tropicais úmidas proporcionam processos pedológicos e/ou geológicos específicos que geram solos com propriedades e comportamentos geotécnicos singulares. Entre eles, destacam-se os lateríticos, os saprolíticos e os transportados, como observado na esquematização do perfil representado pela Figura 1. A classificação tecnológica MCT (miniatura compactada tropical) foi desenvolvida, com o objetivo de identificar e classificar as ocorrências desses solos (VILLIBOR; ALVES, 2019).



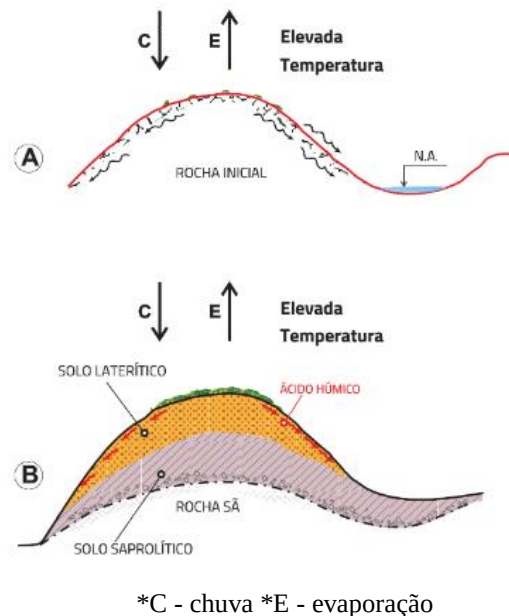
Fonte: NOGAMI; VILLIBOR (1995)

Todavia, é importante destacar que, segundo Nogami e Villibor (1995), o fato de um solo ter se formado na faixa astronômica tropical ou em região de clima tropical úmido, por si só, não basta para afirmar que o mesmo constitui uma ocorrência de solo tropical. Se faz necessária também a presença das particularidades de interesse geotécnico nos aspectos que compõem a sua estrutura.

Como descrito por Villibor e Alves (2019), o processo pedogenético de formação dos solos tropicais tem início com o intemperismo físico, no momento em que há a fratura da superfície da rocha inicial, resultando em fissuras e trincamentos. Posteriormente, quando uma cobertura vegetal começa a se formar nessa superfície e se associa à incidência de chuvas, ocorre a formação do húmus e do ácido húmico. Consequentemente, essas substâncias compõem uma água acidulada, que naturalmente começa a se infiltrar pela rocha fragmentada. Dado o devido tempo geológico, ocorre o processo de laterização específico das partes suficientemente drenadas do subsolo das regiões tropicais. Entre o manto de solo

laterítico formado na superfície e o substrato rochoso, forma-se o solo saprolítico, que foi exposto aos processos de intemperismo, porém, ainda retém muitas características da rocha de origem. Todo esse processo está ilustrado de forma simplificada pela Figura 2.

Figura 2: Esquema simplificado da formação pedogenética dos solos tropicais.



Fonte: VILLIBOR; ALVES (2019)

A Figura 3 traz um perfil de solo tropical real, onde é possível visualizar as camadas descritas anteriormente.

Figura 3: Corte rodoviário de um solo tropical com camada laterítica subjacente à camada saprolítica de origem sedimentar, com as correspondentes microestruturas.



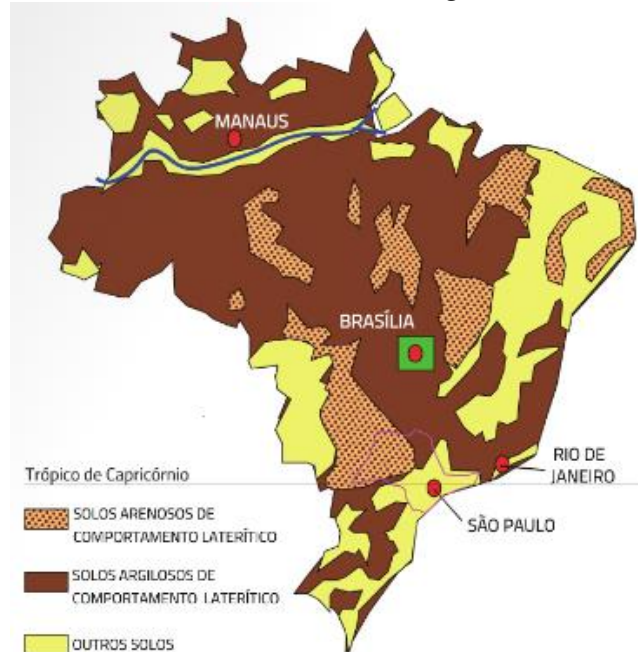
Fonte: VILLIBOR; ALVES (2019)

1.1.1 Solos Lateríticos

De acordo com Nogami e Villibor (2009), sob a ótica dos critérios pedológicos, existem diversas peculiaridades que são características dos solos lateríticos. Entre elas, destaca-se a

No estado de Sergipe, esses solos ocorrem nas zonas fisiográficas do Oeste, Central e Litoral, com um pequeno trecho localizado na zona do Baixo São Francisco. São formados de segmentos do grupo Barreiras e o seu relevo é bem variável (JACOMINE, 1975).

Figura 5: Ocorrência de solos finos arenosos e argilosos lateríticos no Brasil.



Fonte: VILLIBOR; NOGAMI (2009)

Costa (2006) realizou um extenso trabalho com solos do estado de Sergipe classificando 12 amostras como sendo lateríticas e 4 como não lateríticas. Entre as amostras de solo laterítico estudadas pelo autor, encontra-se a amostra da jazida aningas tomada como objeto de estudo desta pesquisa. De acordo com a classificação MCT, o solo da jazida citada é uma areia laterítica (LA).

A constituição mineral e forma dos grãos dos solos lateríticos foram retratadas em detalhes por Nogami e Villibor (1995) e as características de cada fração estão descritas nos tópicos abaixo, segundo esses autores.

1.1.1.1 Fração areia e pedregulho

Nessa faixa granulométrica, o quartzo é encontrado frequentemente de maneira predominante (característica também observada em solos não tropicais). É importante frisar que esse mineral confere ao solo bastante dureza, com uma grande resistência à compressão, elevado módulo de elasticidade e grande estabilidade química. Quando presentes nos solos lateríticos, os quartzos se caracterizam pela presença de uma película de óxidos que lhe conferem uma tonalidade específica (vermelho, amarelo, roxo ou rosa), assim como depressões nos seus grãos, que são indicativas dos efeitos de um processo lento de dissolução.

Outros minerais que se destacam quanto à ocorrer com frequência nesses solos são os chamados minerais pesados, cujos principais são: ilmenita, magnetita, turmalina, zircão e o rutilo.

É importante destacar que os solos com presença majoritária de ilmenita e/ou magnetita são denominados como “terra roxa” e são comumente encontrados nas regiões Sul e Centro-Sul do Brasil. Uma peculiaridade de interesse desses solos é que a ilmenita e magnetita, por apresentarem elevada massa específica, acabam por influenciar na interpretação da sua granulometria quando se foca na porcentagem em massa das frações constituintes, portanto é necessária uma atenção quanto a essa característica.

Mais uma presença frequente nessa fração é a de agregações minerais chamadas concreções lateríticas ou lateritas. Elas são constituídas principalmente de óxidos hidratados de alumínio e ferro, associados aos minerais citados previamente, com destaque quanto à frequência dessa associação, principalmente para o quartzo, seguido da magnetita, hematita e ilmenita. Essas agregações, quando comparadas com o mineral quartzo, de forma geral representam um aumento considerável de massa específica real, com uma redução considerável de resistência mecânica. A presença dessas concreções traz uma certa imprevisibilidade no que se refere à sua influência no comportamento global dos solos compostos pelas mesmas.

De acordo com Bernucci (1995), essas lateritas tem sido utilizadas no âmbito da construção viária, sendo empregadas em camadas compactadas de base e reforço do subleito, com ou sem mistura, e também em misturas betuminosas para revestimentos, cumprindo o papel de agregado.

1.1.1.2 Fração silte

Da mesma forma que na fração areia e pedregulho, na fração silte também predomina a presença do quartzo. Também pode-se observar casos onde há predominância de ilmenita e magnetita, na ocasião onde os solos se desenvolveram sob forte influência de rochas básicas.

Aqui se pode observar também torrões de argila que não são totalmente desagregáveis durante um processo comum de dispersão compreendido pela classificação granulométrica. Dessa forma, a representação desses torrões se torna variável à depender muito das condições de intensidade da dispersão mecânica e do defloculante empregado. Lateritas também podem ser encontradas nessa fração, embora sejam facilmente confundidas com os torrões de argila.

1.1.1.3 Fração argila

Nos solos lateríticos, a fração argila se caracteriza pela presença elevada de hidróxidos e óxidos de ferro e alumínio. Os de ferro são a goethita, a lepidocrocita, a limonita e a ferrihidrita, enquanto os de alumínio são o diásporo, a bohemita, a gibbsita e a bauxita. Também pode haver a presença de hidróxidos de Fe e Al amorfos na forma de gel, além de óxidos anidros de Fe que ocorrem em pouca quantidade e há dúvidas quanto à sua influência nessa faixa granulométrica, além de conferir à argila as cores de matiz preto e vermelho. É importante destacar que estes constituintes apresentam pouca ou nenhuma plasticidade, nenhuma expansividade e a sua troca catiônica é irrelevante, entretanto eles são importantes agentes na formação das concreções lateríticas devido às suas capacidades cimentantes.

O argilomineral mais comum nessa fração é a caulinita, que possui características pouco ativas no que se refere ao aspecto coloidal. Quando esse material se une com os hidróxidos e óxidos citados anteriormente, a caulinita acaba sendo envolvida graças às propriedades cimentantes, resultando assim em uma redução ainda maior da sua atividade coloidal.

Essa fração também é diretamente influenciada pela presença orgânica do húmus, que, por si só, demonstra elevada atividade coloidal, entretanto ocorre em pequena quantidade e acaba por não influenciar nessa característica. Todavia, é capaz de influenciar no processo de estabilização com o uso de cal ou cimento Portland.

1.1.1.4 Macrofábrica

De acordo com os autores citados, Nogami e Villibor (1995), fábrica de um solo define-se com a disposição espacial dos seus constituintes sólidos, dos seus vazios e das suas superfícies de descontinuidades. Assim, a macrofábrica é a fábrica do solo que pode ser observada a olho nu. Os solos lateríticos apresentam geralmente essa macrofábrica homogênea, caracterizada principalmente pela sua agregação, que é facilmente identificável pela presença nítida de agregados (torrões).

Nas argilas lateríticas, esses torrões ocorrem em dimensões muito reduzidas, conferindo a estes um aspecto similar a um pó de café. Em alguns desses solos, como a “terra roxa estruturada”, os agregados de dimensões grandes só são aparentes através de processos de molhagem e secagem sucessivas. Enquanto isso, nos solos lateríticos arenosos, os macro-agregados podem se mostrar indistinguíveis.

Possivelmente a peculiaridade mais importante sob a ótica geotécnica da macrofábrica dos solos lateríticos é a sua notável preservação de resistência mesmo quando úmido ou molhado. Essa característica confere a estes solos a manutenção de uma elevada porosidade

aparente e de permeabilidade, quando esses materiais são submetidos a um aumento de umidade, com uma permanência dos torrões na sua fração areia. Sua resistência à compressão e cisalhamento se mostram muito acima dos valores previstos para índices físicos tradicionais, mesmo com a facilidade para sua mistura (que se mantém até em menores teores de umidade).

1.1.1.5 Microfábrica

Seguindo o conceito de fábrica citado anteriormente, a microfábrica é a fábrica dos solos que pode ser observada somente através da microscopia. Dessa forma, a microfábrica dos solos lateríticos é composta por grãos de contornos da ordem de micrômetro, que são arredondados e se apresentam ligados em uma massa aparentemente amorfa.

Essa microestrutura se mantém mesmo após os processos usuais de construção em pavimentação e obras de terra. Além disso, há indícios de que até a realização de ensaios tradicionais de caracterização do solo exercem poucas alterações na mesma.

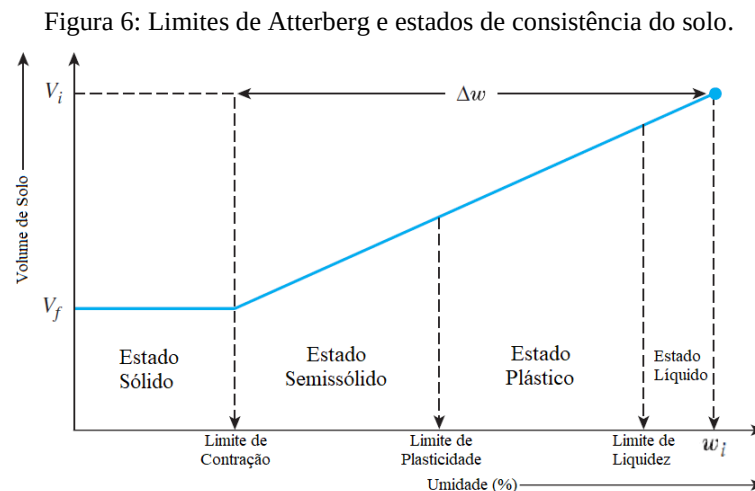
1.2 Limites de Atterberg

De acordo com Blackall (1952), o cientista Albert Mauritz Atterberg, doutor em química pela Universidade de Uppsala, dedicou o final de sua vida ao estudo do solo e suas propriedades físicas. Eventualmente, focou sua pesquisa nas argilas, onde compreendeu que a plasticidade era um parâmetro muito característico das mesmas, derivando daí os estudos que culminaram nos conhecidos limites de Atterberg. Sua pesquisa foi interrompida pela sua morte aos 70 anos de idade, porém a importância de suas descobertas para o campo da mecânica dos solos foi reconhecida por Terzaghi, que ajudou a disseminá-las.

A plasticidade se desenvolve quando a argila tem água suficiente para cobrir parte da superfície dos argilominerais com uma película de água, sendo esta composta de uma camada fortemente ligada à superfície e outra mais livre. Esta última age como um lubrificante facilitando o deslizamento entre os grãos dos argilominerais quando aplicada uma força. (SANTOS, 1975)

É explicado por Pinto (2006) que o comportamento do solo depende da quantidade relativa de cada uma das três fases que o compõem (sólidos, água e ar). Água pode ser substituída por ar durante o processo de evaporação ou expulsa do solo pela compressão do mesmo. O solo permanece o mesmo, mas seu estado se altera. Para a identificação desses estados, é necessário também levar em consideração alguns índices físicos como umidade, índice de vazios, porosidade, grau de saturação, massa específica dos grãos e da água, etc.

É característica das argilas, quando úmidas até certo teor, o comportamento de estado líquido, similar a um fluido denso. Diminuindo a umidade dentro de um intervalo, há a possibilidade de moldar um pouco esse solo e reter esta forma, mesmo após a retirada da força ou pressão que lhe moldou, apresentando um estado plástico. Diminuindo mais a umidade, nota-se que a argila desagrega, passando a se desmanchar quando trabalhada, representando o estado semissólido. Diminuindo ainda mais a umidade, as argilas atingem o estado sólido, onde não permitem que sejam trabalhadas. Estes são os estados de consistência, ilustrados pela Figura 6.



Fonte: Adaptado de DAS; SOBHAN (2019)

Os ensaios de limites de Atterberg, capazes de determinar o estado de consistência de uma amostra, são um dos estudos mais usuais no exercício da engenharia geotécnica. Como observado na Figura 6, o Limite de Liquidez (LL) compreende a passagem do estado líquido para o plástico. O Limite de Plasticidade (LP) limita a passagem do estado plástico para o semissólido. Por fim, o Limite de Contração (LC) separa o solo entre o estado semissólido e o sólido. Ainda observando a Figura 6, nota-se que o solo se contrai com a redução do teor de umidade. Porém, existe um teor de umidade que o solo cessa a contração, isto é, não varia mais o seu volume (DAS; SOBHAN, 2019).

Os LL e LP têm sentidos físicos relacionados ao solo, que acabam se entrelaçando com os outros índices citados anteriormente, em relações importantes no que se refere ao interesse geotécnico. O mineral presente no solo influencia consideravelmente na sua plasticidade, como pode ser observado na Tabela 1.

Tabela 1: Valores típicos dos limites de liquidez e plasticidade de alguns minerais.

Mineral	Limite de Liquidez (LL)	Limite de Plasticidade (LP)
Caulinita	35-100	20-40
Ilita	60-120	35-60
Montmorilonita	100-900	50-100
Haloisita (hidratada)	50-70	40-60
Haloisita (desidratada)	40-55	30-45
Atapulgita	150-250	100-125
Alofano	200-250	120-150

Fonte: Adaptado de DAS; SOBHAN (2019)

Segundo Santos (1975), a plasticidade está diretamente relacionada com a granulometria das partículas. A Tabela 2 apresenta a superfície específica e o diâmetro de alguns minerais.

Tabela 2: Geometria e valores típicos da superfície específica de partículas de três minerais de argila e de areia.

Partículas	Diâmetro	Espessura / Diâmetro	Sup. Específica (m²/g)
Montmorilonita	1,0 – 0,1	1/100	800
Ilita	2,0 – 0,1	1/10	80 – 100
Caulinita	3,0 – 0,3	1/3 – 1/10	10 – 20
Areia	2000 – 60	≅ 1	0,001 – 0,04

Fonte: FERNANDES (2016)

Ao comparar os dados dos limites de Atterberg, tamanho dos grãos e a superfície específica dos minerais caulinita e montmorilonita, observa-se que maiores superfícies apresentam maiores plasticidades. Portanto, a plasticidade está relacionada ao tipo do mineral, sua granulometria, bem como a sua superfície específica.

A presença da montmorilonita no solo acarreta em uma maior plasticidade que, por meio de cargas negativas presentes na sua estrutura cristalina acabam por desencadear um processo de neutralização dessas cargas através de cátions que são atraídos para a sua superfície de clivagem. Quando, por exemplo, uma argila entra em contato com a água, os cátions se tornam hidratados, e acabam atraídos para a superfície, formando uma camada dupla difusa junto com as moléculas de água. A espessura dessa camada difusa é o que virá a determinar a plasticidade da argila (BHATTACHARJA; BHATTY e TODRES, 2003).

A determinação dos limites de consistência foi regulamentada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) por meio das seguintes normas:

- NBR 6459: 2016 que determina a metodologia de ensaio para o limite de liquidez;
- NBR 7180: 2016 que determina a metodologia de ensaio para o limite de plasticidade;

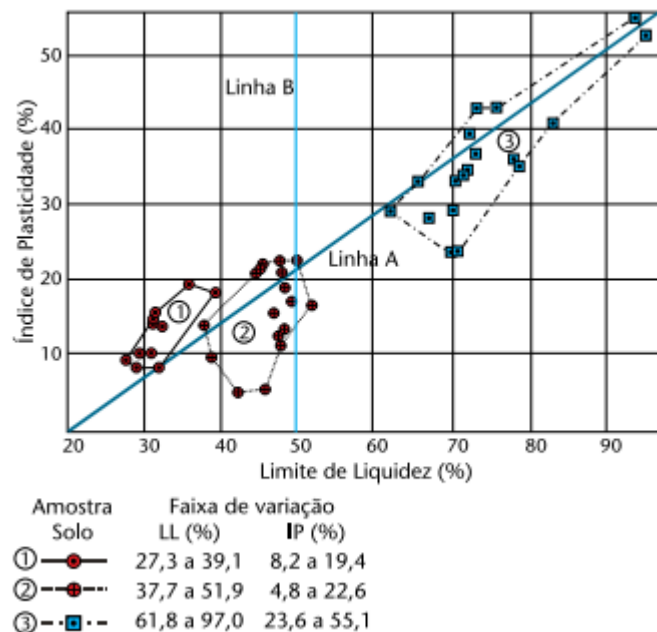
- NBR 7183: 2016 que determina a metodologia de ensaio para o limite de contração.

Vale destacar que a norma referente ao limite de contração da ABNT atualmente encontra-se cancelada.

Ao analisar os trabalhos de diferentes autores, foi verificado por Silveira (1984) que os resultados de ensaios de limites de Atterberg para solos lateríticos podem variar consideravelmente. Isso coloca em questionamento à reprodutibilidade desses estudos, chamando atenção para a necessidade de aprofundar o entendimento destes solos no que se refere à plasticidade.

Nogami e Villibor (2009) reitera este fato, citando a variação de resultados constatada novamente por estudos realizados pelo IPT-SP e pelo DER-SP. Este autor adiciona ainda que, segundo Gidigas (1976), essa dificuldade de reprodução de resultados é atribuída ao grau de mistura ou moldagem da amostra antes do ensaio, que tende a alterar a plasticidade. A variabilidade de resultados em um desses estudos está representada pela Figura 7 abaixo.

Figura 7: Variabilidade de Resultados em ensaios de limite de consistência.



Fonte: NOGAMI; VILLIBOR (2009)

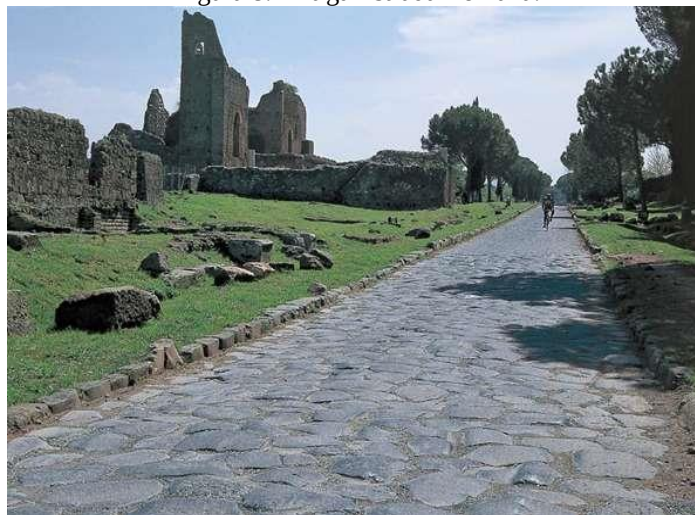
Segundo Pinto (2006), o processo de secagem da amostra feito ao ar livre anteriormente à realização do ensaio, seguido do destorroamento e homogeneização com a água, fazendo uso de espátula com pressão aplicada, pode ser responsável por uma alteração importante na estrutura do solo. Foi elucidado por Cardoso (2002) que o processo de desidratação dos solos lateríticos acaba por secar os hidróxidos que proviam as fortes ligações moleculares. Como esse processo é irreversível, acaba por resultar em uma plasticidade reduzida, verificada por menores valores obtidos pelo ensaio de limites de Atterberg.

1.3 Estabilização de solos

Dentro de um contexto histórico, os solos são utilizados como materiais de engenharia há séculos, mesmo que de forma rudimentar. Uma consequência natural da evolução dessa área foi o conceito de melhoramento de solos, que começou a ser utilizado para a criação de pavimentações em Roma e na Mesopotâmia, com registros de usos esporádicos de cal para melhoramento de solos em diversas outras civilizações (HAMZAH, 1983 *apud* CRUZ, 2004).

De acordo com Castro (1970) *apud* Cruz (2004), as técnicas de aplicação da cal para melhoramento dos solos foram desenvolvidas pelos Gregos e Romanos, com o objetivo de criar superfícies rígidas (Figura 8) adequadas para a circulação dos seus antigos veículos com rodas. Há também indícios do uso associado de cinzas vulcânicas, com o objetivo de melhorar a ação da cal.

Figura 8: Antiga Estrada Romana.



Fonte: Blog Silvano Formentin (2019)

Ainda de acordo com Hamzah (1983) *apud* Cruz (2004), a grande maioria dos métodos atuais surgiu por volta do século XX, nos Estados Unidos. A maior parte do desenvolvimento de equipamentos associados aos métodos de estabilização também se deu por volta desta época, com a parte mais rigorosa de ensaios laboratoriais surgindo por volta de 1940.

No que se refere à prática moderna, quando um engenheiro se vê frente a um solo cujas propriedades não são adequadas para um determinado uso, surgem algumas opções para viabilizar uma obra que faça uso desse material. Medina (1987) *apud* Soliz (2007) resume essas possibilidades: primeiramente, é importante a realização de um estudo sobre esse solo, com o objetivo de verificar se as suas propriedades, mesmo aparentemente ruins, atingem os requisitos mínimos para utilização, determinados pelas normas específicas. Caso esse

requerimento não seja satisfeito, outra possibilidade seria modificar esse material, alterando uma ou mais de suas propriedades, de forma a trazê-lo para dentro dos limites de utilização. Em último caso, por conta do alto custo, pode ser o mais interessante simplesmente retirar esse material e substituí-lo por outro mais adequado proveniente de outra localidade.

Da opção de se realizar uma modificação desse material, associada ao incremento gradativo das solicitações de tráfego e da construção civil que o avanço tecnológico invariavelmente traz, deriva-se o conceito de estabilização de solos. Este é definido como um conjunto de técnicas e processos empregados para a alteração de uma ou mais propriedades dos geomateriais, visando adequá-los ao uso de acordo com os fins solicitados (e.g. BERNUCCI, 1995; SOLIZ, 2007).

Cruz (2004) explica que as propriedades geotécnicas nas quais geralmente se busca intervir por meio de processos de estabilização são:

- expansibilidade: geralmente desprezável em solos arenosos pela elevada permeabilidade, esta característica dos solos argilosos está intimamente relacionada à sua natureza mineralógica, grau de compactação, granulometria e íons presentes na água do solo.

- compressibilidade: fator importante em obras rodoviárias devido à possibilidade de flutuação da quantidade de solicitações, influenciando na expulsão da água presente entre os vazios das camadas.

- resistência: também chamada de capacidade de carga do solo, essa característica está fortemente ligada à umidade. Pode ser avaliada através dos ensaios de compressão simples, índice de suporte Califórnia e o triaxial.

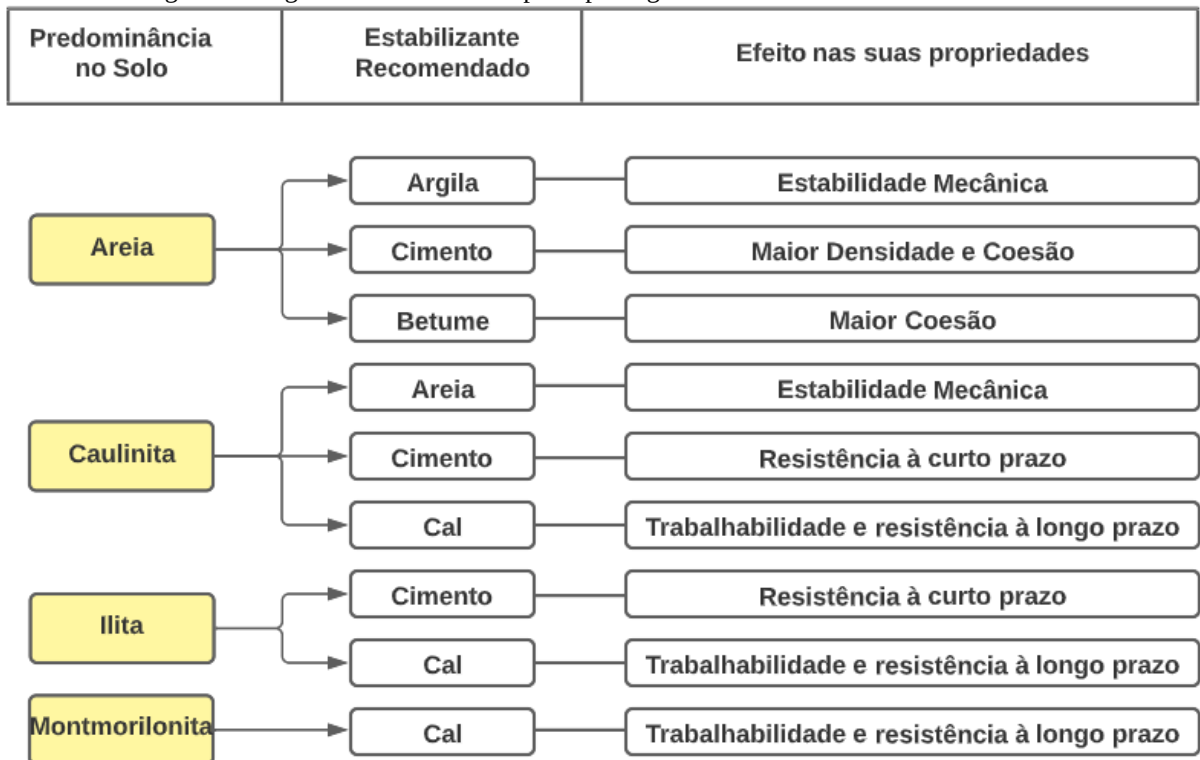
- permeabilidade: característica relacionada à passagem de água através do solo. Está ligada principalmente ao volume de vazios, que por sua vez depende do tamanho dos grãos, que define como estes estarão dispostos dentro do maciço. De forma geral, grãos de tamanhos diferentes fornecem uma menor permeabilidade, já que os vazios gerados pelos grãos maiores são preenchidos pelos menores. Por isso solos com grãos de tamanhos similares apresentam mais vazios, e portanto uma maior permeabilidade.

- durabilidade: é importante que as características do solo se mantenham aceitáveis não só no momento do projeto como também durante a sua vida útil em estado de operação. Este quesito está relacionado à quão bem o solo manterá suas propriedades estáveis durante longo tempo.

Dessa forma, cada propriedade requer uma intervenção específica, as quais podem ser puramente mecânicas, granulométricas ou até envolver a presença de um agente estabilizante químico, como a cal e o cimento Portland.

Gondim (2008), adaptando de Ingles e Metcalf (1972), resumiu alguns dos principais agentes estabilizantes do solo, trazendo também o seu efeito. A Figura 9 ilustra essas informações:

Figura 9: Diagrama dos efeitos dos principais agentes estabilizantes utilizados no solo.



Fonte: Adaptado de GONDIM (2008)

Bernucci *et al.* (2008) comentam que os autores modernos tem evitado a utilização do termo estabilizar quando não ocorre a adição de estabilizantes da natureza do cimento Portland e da cal, assim dando preferência à designação “misturas estabilizadas mecanicamente”, justamente para fazer uma nítida diferenciação em relação às intervenções que envolvem a adição dos estabilizantes químicos.

Normalmente, é possível modificar o solo de maneira que se afete simultaneamente mais de uma das suas propriedades. Entretanto, é necessário atenção às reações no sentido oposto, quando a melhora de uma propriedade resulta na piora de outra (RODRIGUES, 1977 *apud* ARAÚJO, 1982).

O Quadro 1 mostra os processos mais comuns utilizados para a estabilização de solos, divididos pelo método:

Quadro 1: Métodos utilizados para estabilização de solos.

Método	Processo
Físico	Confinamento (solo com atrito entre as partículas); pré-consolidação (solos finos argilosos); mistura (solo + solo); vibroflotação
Químico	Adição de sal; cal; cimento; asfalto
Mecânico	Compactação

Fonte: Adaptado de LEÃO (2018)

Apesar de distintos, esses métodos podem ser adaptados e combinados face à um problema de engenharia, de forma que possibilite a sua resolução. A caracterização desses processos será descrita de forma simplificada a seguir.

1.3.1 Estabilização mecânica

O termo “mecânica” refere-se principalmente ao ramo da física que estuda o comportamento de sistemas submetidos à ação de uma ou mais forças. Dentro desse contexto, a estabilização mecânica compreende o uso de meios mecânicos para aumentar a densidade do solo, promovendo um aumento da sua capacidade de suporte. O processo que representa bem esse tipo de estabilização é a compactação.

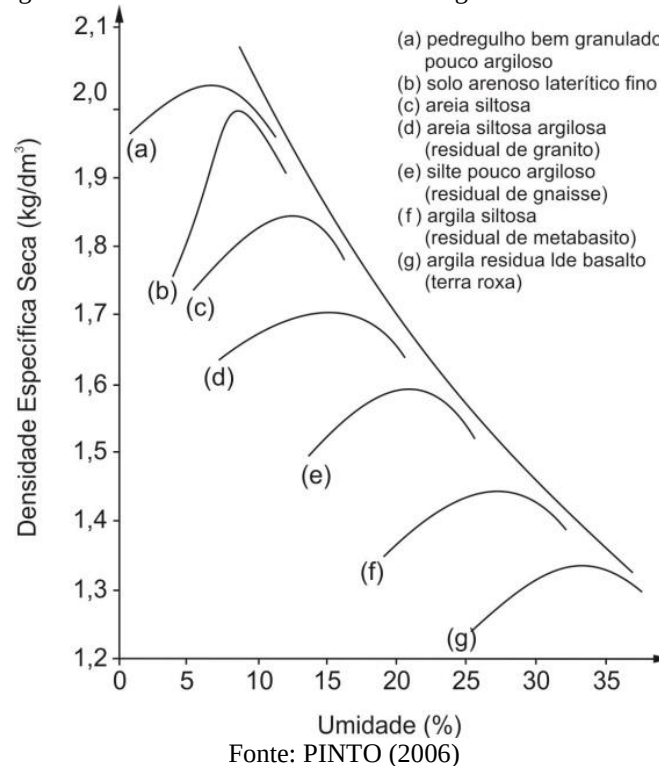
Crispim (2007) define compactação como a diminuição de volume de um solo sem alterar a sua umidade ou a sua massa, causando um acréscimo na sua resistência. Este autor cita ainda que um grande contribuinte para esse processo foi Ralph R. Proctor que, em 1930, mostrou à comunidade científica a relação entre umidade, massa específica aparente seca e energia de compactação.

A Figura 10 ilustra algumas densidades secas (ou seja, a massa específica aparente seca) e umidades para diferentes tipos de solos brasileiros. Dessa forma, é possível observar que solos muito argilosos costumam possuir os menores valores de densidade seca e os maiores valores para umidade. Ao mesmo tempo, solos arenosos e pedregulhosos demonstram maiores densidades secas com menores umidades.

Em relação à energia de compactação, quando essa energia aumenta, gera um aumento na densidade seca, enquanto a umidade diminui independente do tipo de solo.

Villibor (1982), citado por Gondim (2008), considera a compactação como um processo que faz parte de qualquer estabilização, sendo sempre necessária a sua realização após a mistura com o agente estabilizante, mas não configurando, por si só, um método de estabilização.

Figura 10: Densidade seca x umidade de alguns solos brasileiros.



1.3.2 Estabilização física

Pinto (2008) define o processo de estabilização física como uma alteração das propriedades do solo, modificando a sua textura. Aqui são empregados dois ou mais materiais dentro do contexto de um objetivo pré-determinado para o solo.

Esta combinação de materiais, dá origem a um material inteiramente novo, denominado compósito. Em geral, esses sistemas são compostos por uma fase denominada matriz e outra, denominada dispersiva. O que irá definir o comportamento e as propriedades do compósito é a interação entre essas duas fases, a qual é influenciada pelo comportamento individual dos materiais constituintes (PINTO, 2008).

De acordo com Sales (2006) o desenvolvimento da tecnologia de materiais compósitos reforçados com fibras vem sendo estimulado nas últimas décadas, contando com diversos avanços e produções científicas, especialmente para com os compósitos de matriz cimentícia, onde diversos resultados se mostram promissores.

Quanto à estabilização granulométrica, este processo consiste na mistura e manipulação de solos em proporções definidas para se obter um solo resultante final mais resistente que os solos que o compõem, e que atenda aos parâmetros necessários para o seu fim. Um solo considerado estável granulometricamente contém uma boa proporção de material grosso, podendo também apresentar certo teor de “ligante” argiloso (VILLIBOR, 1978).

A Figura 11 mostra a configuração dos grãos que o solo pode apresentar. Quando possui grãos de diferentes tamanhos e numa proporção, o solo é dito bem graduado ou granulometria contínua. Porém, quando possui uma grande porcentagem de grãos do mesmo tamanho, este é considerado um solo uniforme. Quando apresenta uma faixa de tamanho dos grãos pouco presente ou inexistente, o solo é de graduação aberta ou descontínua.

Figura 11: Possibilidades de graduação do solo.



Fonte: CAPUTO (2016)

Outros métodos de estabilização aplicáveis podem envolver tratamentos térmicos de congelamento ou secagem do solo, tratamento elétrico e eletro-osmose, que podem melhorar as características estruturais e de drenagem dos solos (OLIVEIRA, 1994 *apud* MACÊDO, 2004).

1.3.3 Estabilização química

Nesta categoria, a estabilização está relacionada principalmente às reações químicas entre um estabilizante e os minerais do solo, para se obter o efeito estrutural desejado. Através das técnicas compreendidas aqui, materiais desagregados podem ser estabilizados com materiais cimentícios, como a cal, o cimento, o betume, cinzas volantes ou uma combinação destes (MAKUSA, 2012).

De acordo com Sherwood (1993), os agentes estabilizantes empregados na engenharia são classificados com base no seu efeito. Existem os agentes impermeabilizantes que evitam que a água penetre no solo, mantendo um baixo teor de umidade no mesmo, o que gera uma resistência mais elevada. Há também os agentes aglutinantes que geram efeitos de cimentação nas partículas do solo e reduzem a absorção de água do maciço, porém, não tanto quanto os impermeabilizantes.

Ainda segundo este autor, independentemente do seu efeito, os agentes utilizados devem se adequar aos seguintes requisitos para serem viáveis:

- possuir um efeito estabilizador permanente;
- adequar-se à um grande número de solos;
- disponibilidade em quantidade e custo;
- adequação ao transporte e armazenamento;
- serem relativamente seguros quanto a toxicidade e impacto ambiental.

Considerando esses conceitos, os agentes estabilizantes químicos mais utilizados são a cal e o cimento Portland.

A estabilização de solos com uso da cal pode ser uma alternativa de estabilização química considerada econômica. Os resultados desse método englobam um aumento na capacidade de suporte do solo proveniente da capacidade de troca catiônica, ao invés do efeito cimentante que é resultado das reações pozolânicas. Os tipos de cal utilizada no solo são cal hidratada com alto teor de cálcio, cal monohidratada dolomítica, cal virgem calcítica e cal dolomítica, sendo os teores mais comuns empregados entre 5% e 10% (SHERWOOD, 1993 *apud* HABIBA 2017).

O processo de estabilização com cal modifica o formato plano das partículas de argila, tornando a estrutura similar à agulhas entrelaçadas. Essa mudança torna os solos argilosos menos susceptíveis à alterações de umidade (KELLER INC, 2011 *apud* HABIBA, 2017).

De acordo com Guimarães (1971, *apud* AZEVÊDO, 2010), de uma forma geral, os solos que mais respondem à utilização da cal são os seixos argilosos, argilas siltosas e argilas puras. Na ocasião do argilomineral predominante na fração fina ser a caulinita, a reação com a cal ocorre lentamente, podendo até ser anulada caso a fração argilosa possua um grande teor de óxidos e hidróxidos de ferro. Por outro lado, se a fração fina for composta por óxidos e hidróxidos de alumínio, a reatividade com a cal é elevada, apresentando bons resultados em um eventual processo de estabilização.

1.3.3.1 Estabilização com Cimento Portland

De acordo com Pereira (1970, *apud* CRUZ, 2004), a estabilização com cimento aparentemente surgiu nos Estados Unidos no início do século XX, sem o rigor de qualquer base racional para justificá-la. Por conta disso, os resultados eram dúbios e insatisfatórios, levando a *Portland Cement Association* a investigar melhor essa nova possibilidade, criando as primeiras especificações de ensaios, materiais e equipamentos para este campo.

Segundo Enamorado (1990) está bem pacificado que, tecnicamente, a adição de cimento é capaz aprimorar os parâmetros geotécnicos de qualquer solo. Cruz (2004) ainda adiciona que para os solos com índices de plasticidade superiores a 30%, é necessária a adição de cal para a redução desse valor. Com isso, pode-se dizer que a estabilização com cimento é uma das mais amplamente difundidas.

Por conta desse fato, Ferreira e Cabrita (2005) explicam que a decisão a respeito do tipo de solo a se empregar na mistura solo-cimento é feita baseando-se principalmente na determinação dos solos economicamente viáveis. Isso leva a duas restrições: solos que necessitariam de teores de cimento muito elevados e solos que dificultariam a intervenção em grande escala. O primeiro problema, como explicitado anteriormente, pode ser remediado pela adição associada de outros agentes estabilizantes, e o segundo com alterações logísticas na operação.

Quando se trata de estabilização de solos com o uso de cimento Portland, pode-se levar em conta o seu objetivo para dividi-lo em duas formas distintas, como segue:

- com a pretensão de se obter um enrijecimento considerável do solo, aumentando suas capacidades de resistência à tração, deformabilidade elástica, fadiga e durabilidade, são empregados percentuais situados entre 5% e 8% em relação à massa total (admitindo certa variação conforme o tipo de solo utilizado), caracterizando assim esta mistura como solo-cimento (DNIT 143/2022 – ES);
- quando se visa apenas um incremento parcial de suas propriedades, especialmente no que se refere à obtenção de uma melhor trabalhabilidade, granulometria ou redução da expansão, enquanto também se adquire um aumento sensível da capacidade de suporte, são utilizados teores percentuais relativamente baixos, na faixa de 2% a 4% da massa total. Essa mistura é denominada como solo melhorado com cimento (DNIT 140/2022 – ES).

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), a estabilização com cimento se torna mais econômica quando há a presença de uma boa porcentagem de areia, já que um grande teor de argila exige um grande teor de cimento, que além de causar valores elevados de retração, ainda acaba por encarecer o serviço.

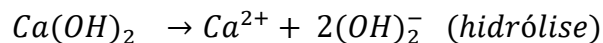
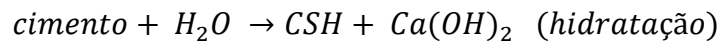
O solo melhorado com cimento tem como principal uso a melhoria da trabalhabilidade à partir de uma alteração da plasticidade, ou até com o objetivo de alteração granulométrica. Apesar da baixa porcentagem de cimento Portland utilizada, é possível que ocorra uma redução da expansão com uma significativa redução da deformabilidade (BERNUCCI *et al.*, 2008).

De acordo com Bhattacharja; Bhatta e Todres (2003), as alterações causadas nas propriedades do solo através da estabilização são o produto de uma série de processos químicos que ocorrem quando há a presença de um estabilizante. Esses processos se dividem primariamente pela velocidade que ocorrem, sendo que a floculação e troca catiônica ocorrem usualmente dentro de poucas horas, por isso são de maior interesse no que se refere à trabalhos em campo onde há necessidade de maior celeridade.

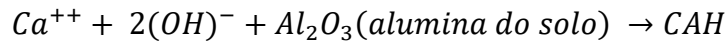
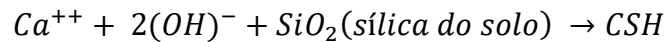
Os processos de hidratação do cimento, as reações pozolânicas, a carbonatação e formação de novos materiais ocorrem em uma janela de tempo maior, podendo inclusive continuar por longos períodos. O incremento na resistência após a estabilização com cimento Portland deve-se à formação de silicatos hidratados de cálcio (C-S-H) após essa hidratação.

O balanceamento das reações para um sistema solo-cimento foi descrito por Moh (1965), da seguinte maneira:

Reações Primárias:



Reações Secundárias:



Em solos coesivos a hidratação do cimento é responsável pela criação de fortes “pontes” entre partículas do solo, o que acaba criando uma matriz que se encaixa no interior do mesmo. Essa estrutura impede que as partículas deslizem uma em relação a outra, portanto é eficaz em fixá-las. Essa dinâmica não só reduz a plasticidade como também incrementa a resistência ao cisalhamento (ENAMORADO, 1990).

Sariosseiri e Muhunthan (2009), utilizando três solos de Washington (um granular e dois finos), mostraram que os limites de Atterberg variaram de acordo com o teor de cimento. Para o teor de 2,5% do aditivo, o índice de plasticidade foi maior, diminuindo à medida que foi adicionado o cimento até 10%. Os resultados apresentados indicam que o limite de liquidez inicialmente cresce e, em seguida, diminui. Já o limite de plasticidade diminui e, em seguida, cresce com uma variação menor do que o limite de liquidez.

Sales, Ribeiro e Nery (2017) apresentaram resultados de limites de Atterberg em amostras de solo-cimento utilizando um solo siltoso misturado à cimento do tipo CP V-ARI. Os acréscimos de 2% de cimento fizeram reduzir a plasticidade do solo. Para o solo puro, o índice de plasticidade foi de 14%, reduzindo para 4% ao adicionar 7% de cimento. Porém, para o teor de 9% do aditivo, o índice de plasticidade aumentou para 5%.

A presença de substâncias nocivas, como a matéria orgânica e os sais, pode impactar negativamente na adequação de um solo. Enamorado (1990) e Marangon (1992) citaram autores que concluíram que o impacto negativo da matéria orgânica virá a depender do seu tipo. Substâncias como linhita, celulose, gelatina e compostos orgânicos com elevada massa molecular impactam pouco no solo-cimento. Ao mesmo tempo, glicose, açúcares, ácido húmico e compostos orgânicos de baixa massa molecular são muito prejudiciais ao solo-cimento podendo retardar o seu endurecimento, já que eles absorvem os íons de cálcio que são liberados durante o processo de hidratação do material cimentício.

Os solos que apresentam granulometria mais grossa são mais indicados para estabilização com cimento, enquanto os solos de granulometria mais fina, como os argilosos, são menos indicados. Vale ressaltar que solos bem graduados requerem teores ainda menores de cimento, já que apresentam grande área de contato entre os grãos, o que possibilita uma ação cimentante mais robusta. Por outro lado, areias de graduação uniforme apresentam menos área de contato entre os grãos, portanto requerem um teor maior de cimento (MARANGON, 1992).

Em solos mais finos, a superfície do grão de cimento acaba por absorver as partículas coloidais de dimensões máximas iguais à menor dimensão das partículas de cimento. Isso forma uma película que impede a difusão dos íons, o que atrapalha o processo de hidratação do cimento e a consequente formação de cristais. Mesmo após a mistura de solos dessa natureza com diferentes teores de cimento, foi constatado que parte do ligante não contribuirá para consolidar a microestrutura, permanecendo no estado não hidratado, atuando como uma espécie de *filler* de baixa hidráulidade, podendo interferir com a qualidade do processo de estabilização (SANTOS, 2008).

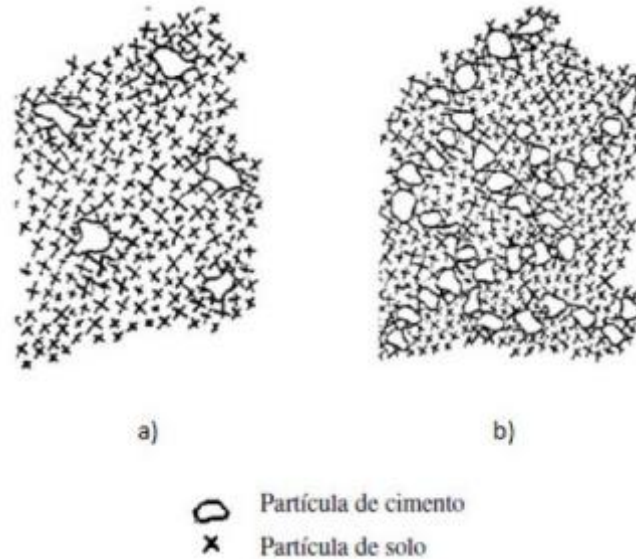
A depender do teor do agente estabilizante, a ação estabilizadora do cimento pode ocorrer de acordo com dois mecanismos distintos, segundo descreve Pereira (1970) citado por Cruz (2004):

- aglutinação: cimenta as partículas do solo, permitindo um aumento de resistência mecânica. Neste mecanismo, o teor de cimento é mais elevado e forma núcleos interligados distribuídos pela massa de solo;
- modificadora: redução na plasticidade do solo, podendo ou não apresentar aumento de resistência mecânica, pois o cimento pode formar núcleos independentes dentro da massa do solo.

A Figura 12 mostra o efeito aglutinante (b) e modificador (a) que o cimento pode proporcionar ao solo. Enquanto o Quadro 2 indica as características dos mecanismos

apresentados, com especial atenção as variações das propriedades do solo para os limites de Atterberg apresentados.

Figura 12: Esquema de solo com: a) Baixo teor de cimento e b) Alto teor de cimento.



Fonte: CATTON, 1992 *apud* CRUZ, 2004

Quadro 2: Características da estabilização de solos com cimento.

Tipo de ação do cimento	Efeito principal do cimento	Mecanismo básico de estabilização	Aplicações mais adequadas	Teor em cimento (peso)	Métodos de avaliação da influência do cimento	Variações das propriedades do solo				Técnica construtiva	Limitações
						Densidade	Limite de liquidez	Limite de plasticidade	Índice de plasticidade		
Aglutinante	Aumento da resistência mecânica por ação aglutinante	Hidratação do cimento e modificação dos minerais argilosos	Solos arenosos ou pouco argilosos	Solos A2:5 a 9%; Solos A7:9 a 15%	Ensaio de durabilidade Ensaio de compressão	Geralmente diminui	Ligeira redução	Diminui	Diminui	Pulverização Mistura Compactação Cura	Solos orgânicos
Modificadora	Diminuição da plasticidade, com aumento ou não da resistência	Modificação da argila e alteração da película de água	Argilas	Entre 0,5% a 4%	Limites de consistência Tamanho dos grãos		Varia	Aumenta	Diminui	Pulverização Mistura Compactação	O aumento de resistência pode ser pequeno

Fonte: PEREIRA (1970) *apud* CRUZ (2004).

2 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo é apresentado o programa experimental realizado para avaliar o limite de liquidez e limite de plasticidade de amostras passantes na peneira #40 (0,42 mm) e amostras passantes nas peneiras abaixo da #40. As amostras são compostas por solo puro e por misturas de solo e cimento Portland.

2.1 Materiais

Para a realização deste trabalho foi utilizado solo retirado de uma jazida situada no estado de Sergipe, no Município de São Cristóvão, à cerca de 30 km da capital Aracaju. Essa escolha foi feita em razão da disponibilidade desse material no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (GeoPav) proveniente de estudos já realizados pelo orientador da pesquisa (ALMEIDA, CAVALCANTE e CASAGRANDE, 2017; SANTOS *et al.*, 2018; MENDONÇA *et al.*, 2021). Além disso, o solo desta jazida havia sido investigado por Costa (2006) em seu estudo com foco nos solos lateríticos.

Segundo uma análise tátil-visual, observa-se uma predominância de areia e argila, contando também com a presença de pedregulhos. A Figura 13 mostra uma visão parcial da jazida e do ponto de coleta.

Figura 13: Ponto de coleta na jazida aningas.



Fonte: ALMEIDA (2016)

Para a coleta do solo não foram necessárias escavações. O solo foi coletado no horizonte superficial, pois na jazida a exploração do material havia sido recente. Com auxílio de picaretas e pás, o material foi inserido em sacos de nylon e transportado até o GeoPav.

De acordo com levantamento feito pela Embrapa (1999), o material estudado faz parte da Formação Barreiras, encaixando-se na classe PV22, conforme a Secretaria de Estado do

Meio Ambiente e dos Recursos Hídricos do Governo do Estado de Sergipe, através do mapa de Classificação dos Solos.

O cimento utilizado neste trabalho foi do tipo CP V – ARI – cimento Portland de alta resistência inicial. Esse produto foi escolhido devido à presença de poucas adições na sua composição química durante a sua fabricação. A NBR 5733/1991 cita que a composição para o CP V – ARI varia de 100 a 95% de clínquer e sulfatos de cálcio e 0 a 5% de material carbonático.

Os teores de cimento escolhidos para realização dos ensaios foram de 5% e 8%, em relação à massa de solo seco. Tais teores foram baseados nas pesquisas já realizadas anteriormente por Almeida (2016).

2.2 Métodos

A amostra de solo coletada previamente foi separada e preparada de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2016) para a realização dos ensaios.

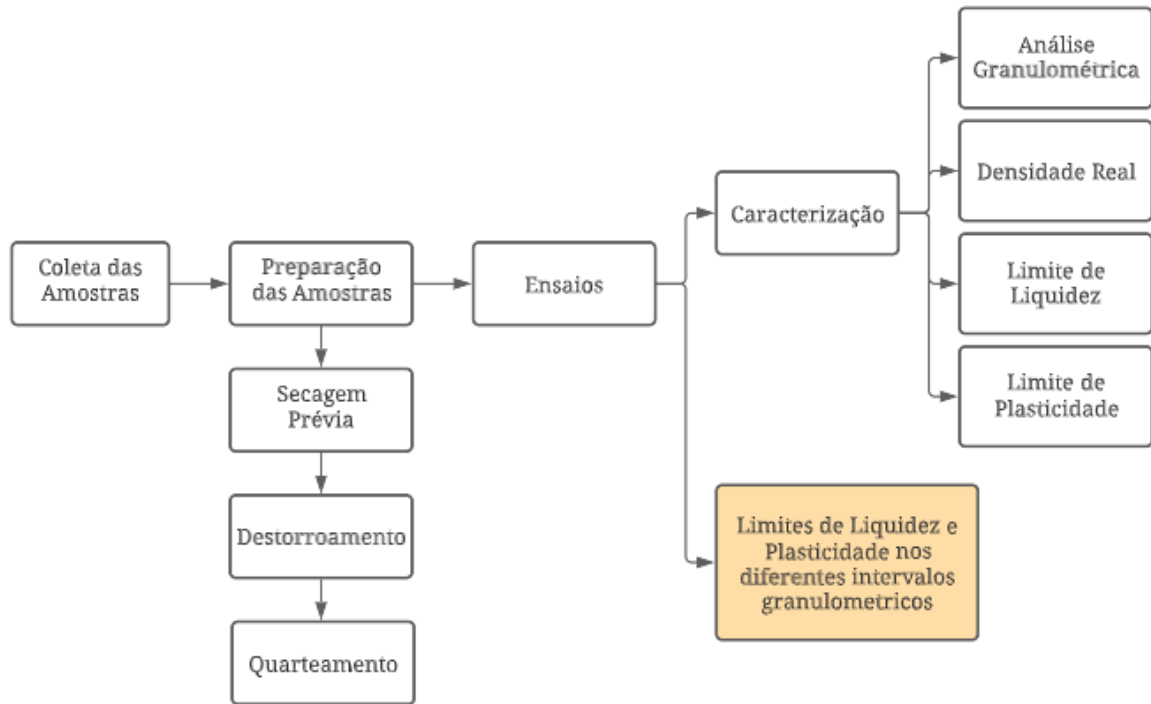
O programa experimental para esta pesquisa tem início com a realização dos ensaios de caracterização do solo puro (granulometria, densidade real e limites de Atterberg). Em seguida, o solo foi peneirado para a obtenção de amostras nos seguintes intervalos granulométricos:

- material passante na peneira #40 (0,425 mm) e retido na peneira #60 (0,250 mm)
- material passante na peneira #60 (0,250 mm) e retido na peneira #100 (0,150 mm)
- material passante na peneira #100 (0,150 mm) e retido na peneira #200 (0,075 mm)
- material passante na peneira #200 (0,075 mm)

Obtidas as amostras, cada uma foi armazenada em sacos plásticos para facilitar a sua organização, em seguida foram realizados ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade para cada amostra passante das peneiras indicadas acima. Por fim, foram realizadas misturas de amostra de solo, dentro de cada um dos intervalos, com teores de 5% e 8% de cimento Portland.

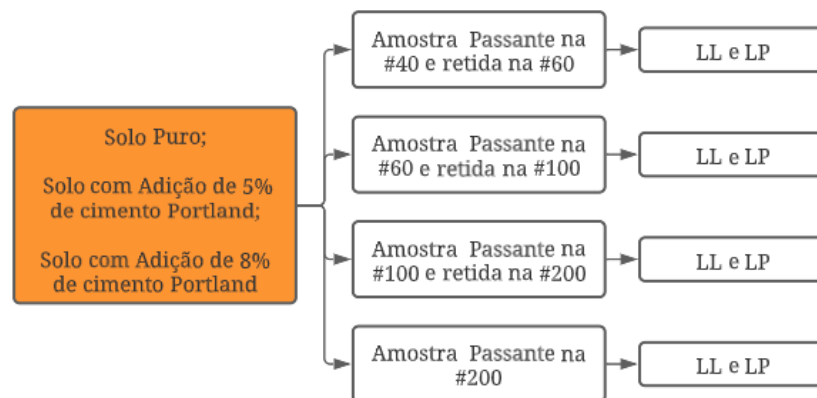
Os fluxogramas apresentados na Figura 14 e na Figura 15 representam um resumo dos ensaios empregados no programa experimental e os intervalos granulométricos considerados para o desenvolvimento desta pesquisa.

Figura 14: Programa experimental para o solo puro.



Fonte: AUTOR (2022)

Figura 15: Intervalos granulométricos estudados nesta pesquisa.



Fonte: AUTOR (2022)

2.2.1 Ensaios de caracterização

Para a caracterização do solo e o seu conhecimento, identificação, diferenciação e classificação, foram realizados os ensaios rotineiros de análise granulométrica, massa específica dos grãos, limite de liquidez e limite de plasticidade.

2.2.1.1 Análise granulométrica

Esta etapa segue o indicado pela norma NBR 7181 (ABNT, 2016). Inclui os processos de sedimentação, com o uso do defloculante (hexametáfosfato de sódio), e o processo de peneiramento, conforme visualizado na Figura 16.

Figura 16: Sedimentação e peneiramento.



Fonte: AUTOR (2022)

2.2.1.2 Massa Específica Real

A massa específica real dos grãos de um solo é definida pela relação entre a massa das partículas sólidas e o volume que a mesma ocupa. O método empregado para a sua determinação foi o método do picnômetro, normatizado pela NBR 6458 (ABNT, 2016). A Figura 17 mostra os picnômetros em meio ao ensaio de massa específica.

Figura 17: Ensaio de determinação da massa específica real.



Fonte: AUTOR (2022)

2.2.1.3 Limite de Liquidez

O limite de liquidez consiste na umidade na qual o solo passa do estado plástico para o estado líquido. O ensaio é realizado com o aparelho de Casagrande, quando se unem os dois bordos de uma amostra de solo colocada sobre uma concha, fissurada com um cinzel, após a aplicação de uma série de golpes (variando de 35 a 15) com altura de queda de 1 cm da concha.

Para a execução desse ensaio são preparadas amostras de 120 g de solo inseridas numa cápsula de porcelana, onde se adiciona água gradativamente. A Figura 18 demonstra partes da execução desse ensaio, normatizado pela NBR 6459 (ABNT, 2016).

Com as umidades determinadas e os respectivos números de golpes, são marcados os pontos (coordenadas umidade x golpes) no gráfico. Em seguida é traçada uma reta ajustável passando pela maior quantidade de pontos possível. Com a intersecção dessa reta e a reta correspondente a 25 golpes obtém-se a umidade dita limite de liquidez.

Dessa forma foram realizados os ensaios e os pontos foram reunidos em um único gráfico para cada intervalo granulométrico. Como será observado, ocorre uma variabilidade nos resultados para o mesmo intervalo granulométrico. Assim, em alguns gráficos foi possível traçar mais de uma reta ajustável e determinar diferentes valores de limites para um mesmo intervalo granulométrico.

Figura 18: Ensaio de limite de liquidez.



Fonte: AUTOR (2022)

2.2.1.4 Limite de Plasticidade

O limite de plasticidade é definido pela umidade no qual o solo passa do estado semissólido para o estado plástico. O ensaio, normatizado pela NBR 7180 (ABNT, 2016), é realizado com uma amostra de 50 g de solo, que é inserida em uma cápsula de porcelana onde se adiciona água gradativamente, até que se observe a formação de uma mistura plástica e homogênea.

Retira-se uma pequena quantidade, molda-se a massa em um formato de losango que é rolada levemente com a palma da mão sobre uma placa de vidro esmerilhada. A massa deve formar um cilindro de 3 mm de diâmetro e 10 cm de comprimento até se fragmentar, seguindo um gabarito de aço. Os cilindros formados são colocados em cápsulas, determinada a sua massa úmida e postos na estufa até a constância de massa. A Figura 19 mostra partes da execução do ensaio: rolagem da massa de solo na placa de vidro (à esquerda) e amostras de solo no formato cilíndrico após a rolagem para serem colocadas na estufa (à direita).

Com os valores de limite de liquidez e limite de plasticidade é possível obter o índice de plasticidade pela diferença entre os dois valores, respectivamente.

Figura 19: Ensaio de limite de plasticidade.



Fonte: AUTOR (2022)

2.2.2 Limites de Atterberg nos intervalos granulométricos com solo puro

Nesta etapa, o método para determinação dos limites de Atterberg seguiu a mesma normativa indicada anteriormente. Na repartição das amostras ficou padronizado que o solo deveria ser destorroado três vezes para cada intervalo granulométrico para garantir uma uniformidade ao destorroar as agregações formadas pelos solos lateríticos. As massas de cada amostra foram de 70 g para o LP e 150 g para o LL, dada a maior quantidade de porções para a obtenção da umidade. A Figura 20 mostra partes do procedimento de peneiração da amostra na peneira #100, após o destorroamento.

Figura 20: Destorroamento do solo para obtenção das amostras.



Fonte: AUTOR (2022)

2.2.3 Limites de Atterberg nos intervalos granulométricos com solo-cimento

As amostras foram preparadas misturando-se solo e cimento Portland (5% e 8%, ambas em relação à massa seca de solo), segundo o fluxograma apresentado na Figura 15. Em seguida, foi adicionada água que teve como base o valor referente ao encontrado nos ensaios de LL e LP para o solo puro, no respectivo intervalo granulométrico. Após a homogeneização, as amostras foram colocadas em sacos plásticos e deixadas por sete dias no dessecador para que as reações de hidratação do cimento ocorressem.

A Figura 21 mostra a mistura do solo-cimento seco em cápsula de porcelana (à esquerda) e a mesma mistura após os sete dias de cura (à direita). Observou-se que a amostra de solo-cimento, após esse tempo, formou uma massa compacta de difícil desagregação,

porém, úmida. No entanto, para a realização do ensaio, foi necessário proceder com uma raspagem nessa massa para desagregá-la, conforme notado na Figura abaixo.

Uma maior quantidade de amostras durante o ensaio foi obtida para uma melhor representatividade da umidade dos limites.

Figura 21: Mistura do solo-cimento.



Fonte: AUTOR (2022)

Dentro do programa experimental, pretendia-se realizar ensaios com adições de 10% e 15% de cimento Portland. Porém, os primeiros ensaios das misturas de solo e 10% de cimento já mostraram resultados NP (não plástico). Logo, os ensaios com esse teor foram descartados e, por consequência, o teor de 15% também seria não plástico.

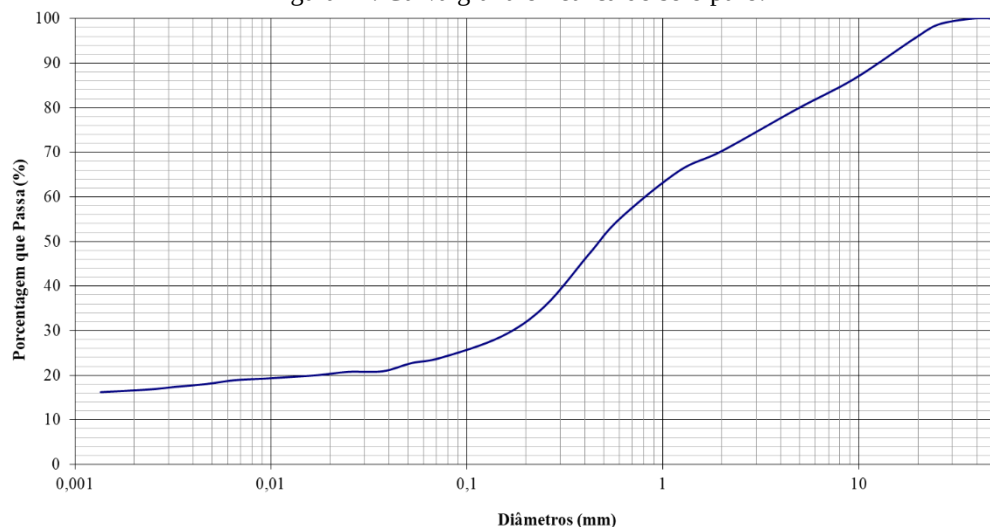
3 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados da caracterização do solo puro, incluindo a análise granulométrica, massa específica dos grãos e limites de Atterberg. Através desses dados, a classificação do solo foi determinada. Também, são apresentados os resultados dos limites de liquidez e plasticidade para os diferentes intervalos granulométricos com o solo puro e solo-cimento.

3.1 Caracterização do solo

A curva granulométrica obtida para o solo da jazida aningas está representada na Figura 22. A Tabela 5 traz as porcentagens de solo passante em algumas das peneiras utilizadas no ensaio. Um resumo da granulometria revelou que o solo é composto por 29,70% de pedregulhos, 46,35% de areia, 7,35% de silte e 16,60% de argila, segundo a escala da AASHTO.

Figura 22: Curva granulométrica do solo puro.



Fonte: AUTOR (2022)

Tabela 3: Porcentagem que passa por cada peneira.

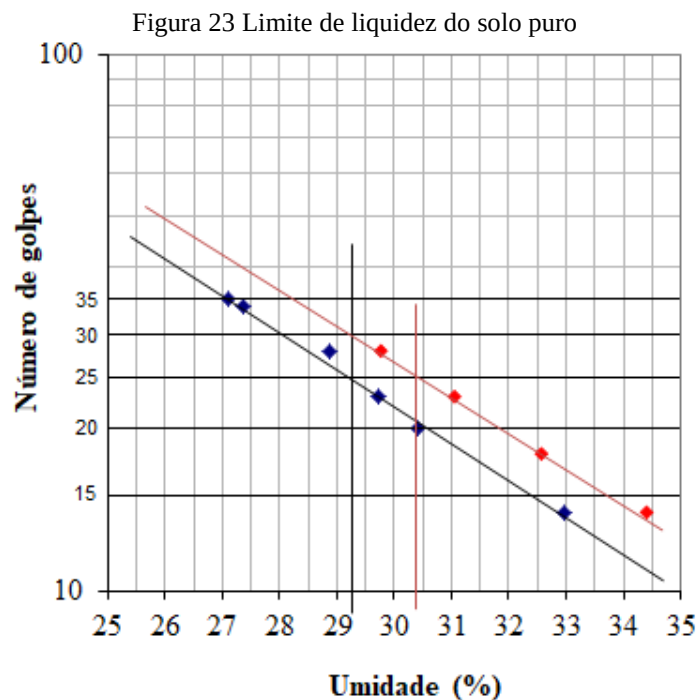
Abertura das peneiras (mm)	% que passa
2 (#10)	70,30
0,42 (#40)	47,20
0,075 (#200)	23,95

Fonte: AUTOR (2022)

A massa específica do solo foi de $2,673 \text{ g/cm}^3$. É importante destacar que esse valor representa um parâmetro mineralógico relacionado à natureza da constituição do solo, ditado pela influência de cada um dos minerais que o compõem.

Os limites de Atterberg para o solo puro são indicados a seguir. O gráfico do limite de liquidez está apresentado na Figura 23. Uma maior quantidade de pontos foi obtida durante o ensaio para melhor representar a umidade. Observa-se um leve distanciamento de quatro pontos superiores (destacados em vermelho) dos outros pontos que apresentaram um alinhamento em relação ao número de golpes x umidade. Dessa observação, pode-se obter dois valores de limites de liquidez de 29,3% e 30,4%. Porém, há uma pequena diferença de aproximadamente 1% que pode ser justificada pela manipulação do solo (espatulação) durante o ensaio ou até mesmo a aplicação de mais ou menos golpes para fechamento da ranhura do solo na concha do aparelho de Casagrande.

Assim, deduz-se que, baseado no gráfico da Figura 23, o limite de liquidez para o solo puro vale 30%. Justifica-se esse valor pela média dos limites obtidos pelas duas retas ajustáveis do gráfico.



Fonte: AUTOR (2022)

O limite de plasticidade, também obtido de uma mesma quantidade de amostra do limite de liquidez, variou de 17,26% a 18,41%. Os resultados estão dentro de uma faixa limite de mais ou menos 5% da média dos valores encontrados no ensaio. Assim, como resultado final, o limite de plasticidade vale 18%.

Tomando-se como referência a Tabela 1, apresentada na Revisão Bibliográfica, a probabilidade da presença do mineral caulinita é verificada pelos valores de limite de liquidez e plasticidade. Porém, outros minerais podem estar presentes. Nogami e Villibor (1995)

comentam que é comum a presença de mineral caulinita, como fração argilosa, nos solos tropicais. Almeida (2016) mostrou o difratograma de raios X deste mesmo solo utilizado na pesquisa e comprovou presença dos minerais caulinita e illita.

Como resultado do índice de plasticidade, o solo apresenta um valor de IP de 12%. De acordo com a classificação apresentada por Burmister (1949) *apud* Das e Sobhan (2019), o solo apresenta uma plasticidade média, por estar em uma faixa variando entre 10% e 20% de IP.

A partir dos dados granulométricos e dos limites de Atterberg foi possível classificar o solo, de acordo com a AASTHO, como sendo A-2-6 (0). Considerando a atividade da argila, o solo apresentou um valor de 0,72, sendo pouco ativa, de acordo com a classificação indicada por Fernandes (2016).

3.2 Limites de Atterberg nos intervalos granulométricos para o solo puro

O limite de liquidez e o limite de plasticidade apresentados neste item correspondem aos valores obtidos em cada amostra de material passante e retido em peneiras abaixo da peneira #40 (0,42 mm de abertura). Assim, tem-se a sequência de amostras seguindo os intervalos granulométricos indicado no fluxograma da Figura 15.

- Material passante #40 e retido #60

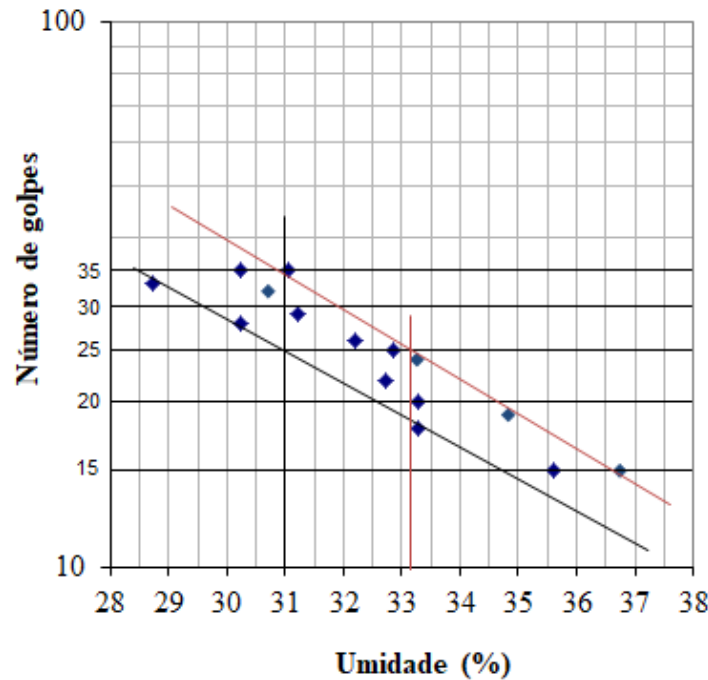
A amostra de solo passante na peneira #40 e retido na peneira #60 (abertura 0,25 mm) não apresentou plasticidade. Assim, para este intervalo granulométrico, o solo é não plástico. Isto evidencia que o material concentrado nesta faixa de tamanho não contribui para um valor nos limites de Atterberg, quando o mesmo é realizado seguindo as normas técnicas.

- Material passante #60 e retido #100

A amostra passante na peneira #60 e retido na peneira #100 (abertura 0,15 mm) apresentou valores de limite de liquidez e plasticidade. A Figura 24 apresenta o gráfico do limite de liquidez. Fica evidente uma variabilidade das umidades entre os pontos obtidos, confirmando o que descreveu Villibor (2009). Gidigas (1976 *apud* Villibor, 2009) constatou essa mesma dificuldade que é atribuída ao grau de mistura ou moldagem da amostra antes do ensaio, que tende a alterar a plasticidade.

No gráfico da Figura 24 são traçadas duas retas ajustáveis limitando os valores de umidade em 31,0% e 33,2%, com uma diferença de cerca de 2%. Assim, o limite de liquidez médio vale 32%.

Figura 24 Limite de liquidez para a amostra de solo puro passante #60 e retido #100.



Fonte: AUTOR (2022)

Já o limite de plasticidade, também obtido de uma mesma quantidade de amostra do limite de liquidez, variou de 18,02% a 19,89%. Dos 15 pontos tomados como referência, dois ficaram fora da faixa limite de mais ou menos 5% da média dos resultados. Assim, como resultado final, o limite de plasticidade médio vale 19%.

Como resultado do IP, a amostra de solo passante na #60 e retido na #100 apresenta um valor de IP de 13%. De acordo com a classificação apresentada por Burmister (1949) *apud* Das e Sobhan (2019), o solo apresenta uma plasticidade média, por estar em uma faixa variando entre 10% e 20% de IP.

Comparando o IP deste intervalo granulométrico e a amostra passante na peneira #40, tanto o limite de liquidez quanto de plasticidade aumentou 1%. Em relação à amostra retida na peneira #60, houve um aumento em 13%. Isso pode estar relacionado à concentração de grãos do mesmo tamanho, uma vez que foram excluídos os grãos retidos na peneira #60 e os grãos passantes na peneira #100.

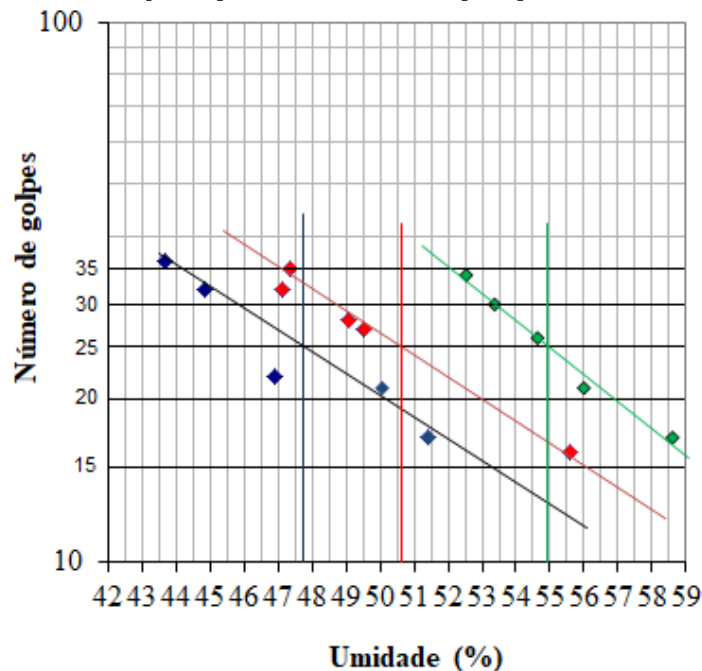
O resultado apresentado neste intervalo granulométrico mostra que o material concentrado nesta faixa de tamanho contribui para um valor nos limites de Atterberg, quando o mesmo é realizado seguindo as normas técnicas.

- Material passante #100 e retido #200

A amostra passante na peneira #100 e retida na peneira #200 (abertura 0,075 mm) apresentou valores de limite de liquidez e plasticidade. A Figura 25 apresenta o gráfico do limite de liquidez. Fica evidente mais uma vez a variabilidade das umidades entre os pontos obtidos.

No gráfico da Figura 25 são traçadas três retas ajustáveis limitando os valores de umidade em 47,7%, 50,6% e 55%. Dessa forma, o limite de liquidez médio vale 51%.

Figura 25: Limite de liquidez para a amostra de solo puro passante #100 e retido #200.



Fonte: AUTOR (2022)

Já o limite de plasticidade variou de 27,21% a 31,71%. Dos 22 pontos tomados como referência, dois ficaram fora da faixa limite de mais ou menos 5% da média dos resultados. Assim, como resultado final, o limite de plasticidade médio vale 30%.

Como resultado do índice de plasticidade, a amostra de solo passante na peneira #100 e retido na peneira #200 apresenta um valor de IP de 21%. De acordo com a classificação apresentada por Burmister (1949) *apud* Das e Sobhan (2019), o solo apresenta uma plasticidade alta, por estar em uma faixa variando entre 20% e 40% de IP.

Comparando o IP deste intervalo granulométrico com os IPs do intervalo das peneiras acima, houve um aumento em 8% no índice de plasticidade em relação à amostra retida na peneira # 100 e um aumento em 21% da peneira #60. Em relação ao solo puro, este aumento foi em 9%. Este aumento pode estar relacionado à concentração de grãos variando de 0,15 a 0,075 mm que apresentam uma superfície específica maior comparada aos grãos concentrados

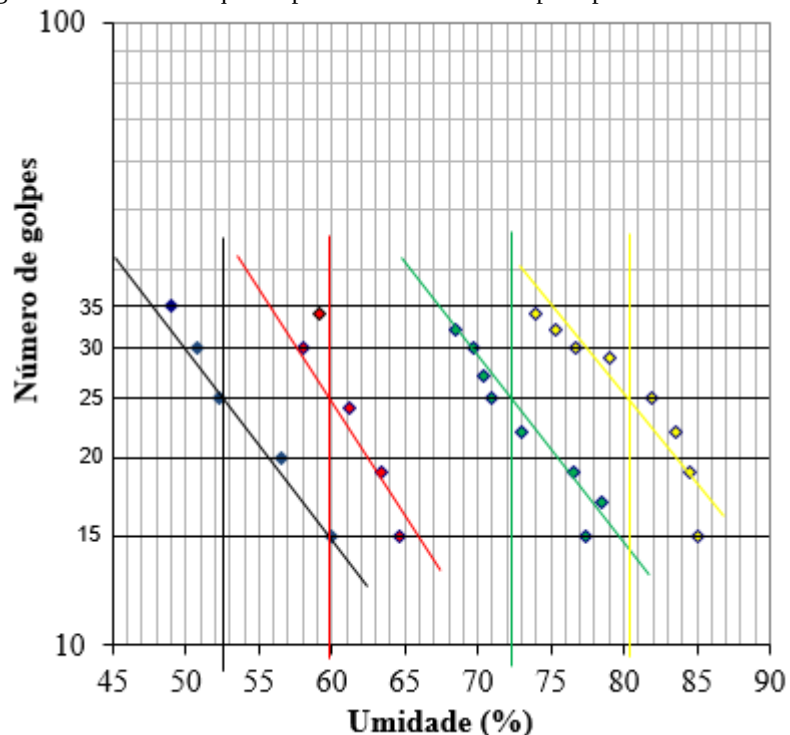
nas peneiras acima. Assim, é necessária uma maior quantidade de água ligada à superfície do mineral, fazendo aumentar os respectivos limites de Atterberg.

Os limites analisados nos intervalos granulométricos até a peneira #200 referem-se aos grãos de areia, segundo a escala granulométrica da AASHTO. Nota-se que há um aumento no índice de plasticidade para os menores tamanhos de grãos, com mais evidência para a concentração de partículas menores de areia. Isso mostra que partículas de areia, nos seus menores tamanhos, podem apresentar plasticidade.

- Material passante #200

A amostra passante na peneira #200 (abertura 0,075 mm) apresentou valores de limite de liquidez e plasticidade. Destaca-se que esta amostra analisada refere-se a frações de silte e argila. A Figura 26 apresenta o gráfico do limite de liquidez em que mostra uma grande variabilidade nas umidades obtidas. No gráfico da Figura 26 são traçadas quatro retas ajustáveis limitando os valores de umidade em 52,4%, 59,8%, 72,4% e 80,2%. Dessa forma, o limite de liquidez médio vale 66 %.

Figura 26: Limite de liquidez para a amostra de solo puro passante #200.



Fonte: AUTOR (2022)

Já o limite de plasticidade variou de 27,81% a 31,23%. Dos 23 pontos tomados como referência, um ficou fora da faixa limite de mais ou menos 5% da média dos resultados. Assim, como resultado final, o limite de plasticidade médio vale 30%.

Como resultado do IP, a amostra de solo passante na #200 apresenta um valor de IP de 36%. De acordo a classificação apresentada por Burmister (1949) *apud* Das e Sobhan (2019), o solo apresenta uma plasticidade alta, por estar em uma faixa variando entre 20% e 40% de IP.

Comparando o IP deste intervalo granulométrico com os IPs do intervalo das peneiras acima, houve um aumento em 15% em relação à amostra retida na # 200, um aumento em 23% da #100 e um aumento em 36% da #60. Em relação ao solo puro, este aumento foi em 24%.

A Tabela 4 mostra um resumo dos limites de Atterberg para os intervalos granulométricos analisados das amostras com solo puro.

Tabela 4: Limites de Atterberg nos intervalos granulométricos para o solo puro.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Material passante na peneira #40	30	18	12
Material passante na peneira #40 e retido na peneira #60	NP	NP	NP
Material passante na peneira #60 e retido na peneira #100	32	19	13
Material passante na peneira #100 e retido na peneira #200	51	30	21
Material passante na peneira #200	66	30	36

Fonte: AUTOR (2022)

O crescente aumento no índice de plasticidade pode estar relacionado à concentração dos tamanhos de grãos que varia entre as peneiras. Menores os tamanhos, maior é a superfície específica e, consequentemente, maior é a plasticidade do solo. O incremento na plasticidade foi consideravelmente maior na amostra de material passante na peneira #200 por se tratar de silte e argila.

O limite de liquidez cresceu com a diminuição do tamanho dos grãos. Porém, o limite de plasticidade permaneceu o mesmo a partir do intervalo granulométrico passante na peneira #100. Isso mostra que o LP tem uma variação muito pequena em relação ao LL.

Massad (2016) comenta que o LL é influenciado pela capacidade de troca catiônica, o tipo de cátions, superfície específica, entre outros. Segundo o autor, nos solos tropicais os limites de Atterberg também podem ser afetados pelo tratamento prévio da amostra (secagem e destorroamento), tempo de mistura e atividade.

3.3 Limites de Atterberg nos intervalos granulométricos com solo-cimento

Nesta etapa do programa experimental foi realizada uma sequência de ensaios de pelo menos oito pontos de umidade para cada um dos limites de Atterberg em cada teor de cimento Portland adicionado, seguindo o fluxograma apresentado na Figura 15.

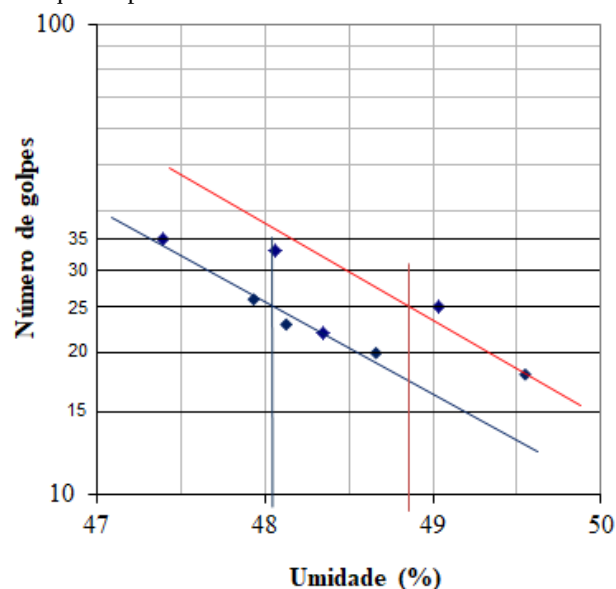
As amostras dos intervalos granulométricos até a peneira #100 adicionadas a 5% e 8% de cimento Portland não apresentaram plasticidade, sendo então classificadas como não plásticas. Fica evidente a ação modificadora do aditivo quando incorporado ao solo, ao diminuir a plasticidade, de acordo com o Quadro 2 apresentado na Revisão Bibliográfica.

Para as amostras dos intervalos abaixo da peneira #100 adicionadas aos teores do aditivo, foi possível determinar os limites de Atterberg, como descrito a seguir.

- Material passante #100 e retido na #200 + cimento Portland

A Figura 27 apresenta o gráfico do limite de liquidez da amostra retida na peneira #200 (abertura 0,075 mm) + 5% de cimento. No gráfico foram traçadas duas retas ajustáveis indicando o valor de 48,05% e 48,80% para o limite de liquidez. Considerando a média dos valores obtidos, o limite de liquidez vale 48%.

Figura 27: Limite de liquidez para a amostra de solo retido na #200 + 5% de cimento Portland.



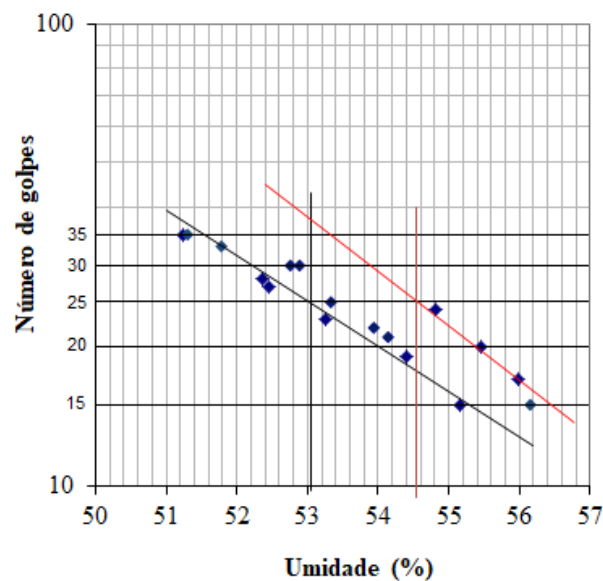
Fonte: AUTOR (2022)

Já o limite de plasticidade, também obtido de uma mesma quantidade de amostra do limite de liquidez, variou de 32,81% a 34,45%. Dos oito pontos tomados como referência, nenhum ficou fora da faixa limite de mais ou menos 5% da média dos resultados. Assim, como resultado final, o limite de plasticidade médio vale 34%.

Como resultado do IP, a amostra de solo retida na #200 + 5% de cimento apresenta um valor de IP de 14%. De acordo a classificação apresentada por Burmister (1949) *apud* Das e Sobhan (2019), o solo apresenta uma plasticidade média, por estar em uma faixa variando entre 10% e 20% de IP.

A Figura 28 apresenta o gráfico do limite de liquidez da amostra retida na peneira #200 + 8% de cimento. No gráfico foram traçadas duas retas ajustáveis indicando os valores de 53,05% e 54,53% para o limite de liquidez. Dessa forma, o limite de liquidez médio vale 54%.

Figura 28: Limite de liquidez para a amostra de solo retido na #200 + 8% de cimento Portland.



Fonte: AUTOR (2022)

Já o limite de plasticidade, também obtido de uma mesma quantidade de amostra do limite de liquidez, variou de 34,84% a 37,44%. Dos 16 pontos tomados como referência, nenhum ficou fora da faixa limite de mais ou menos 5% da média dos resultados. Assim, como resultado final, o limite de plasticidade médio vale 36%.

Como resultado do IP, a amostra de solo retida na #200 + 8% de cimento apresenta um valor de IP de 18%. De acordo com a classificação apresentada por Burmister (1949) *apud* Das e Sobhan (2019), o solo apresenta uma plasticidade média, por estar em uma faixa variando entre 10% e 20% de IP.

A Tabela 5 reúne os resultados médios dos limites de Atterberg para as amostras passantes pela peneira #100 e retidas na peneira #200. Pode-se observar uma redução na plasticidade ao adicionar o cimento. Conforme descreve Makusa (2012), em geral, o teor de

cimento utilizado é baixo, porém o suficiente para melhorar as propriedades do solo, além de melhorar ainda mais a troca catiônica da argila.

Tabela 5: Limites de Atterberg de amostras passantes na #100 e retidas na #200.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Solo puro	51	30	21
Solo + 5% cimento Portland	48	34	14
Solo + 8% cimento Portland	54	36	18

Fonte: AUTOR (2022)

Comparando as amostras de solo puro e solo + 5% de cimento, os resultados mostraram uma redução no limite de liquidez e aumento no limite de plasticidade. Como consequência, houve redução em 7% no IP, que pode estar relacionada à ação do cimento Portland em aglutinar/modificar os grãos diminuindo a plasticidade.

Porém, analisando as amostras de solo puro e solo + 8% de cimento, os resultados apresentaram aumento nos limites com uma redução em 3% no IP. Entretanto, ao comparar com a amostra de 5% de cimento, houve um aumento de plasticidade em 4%, o que não era esperado.

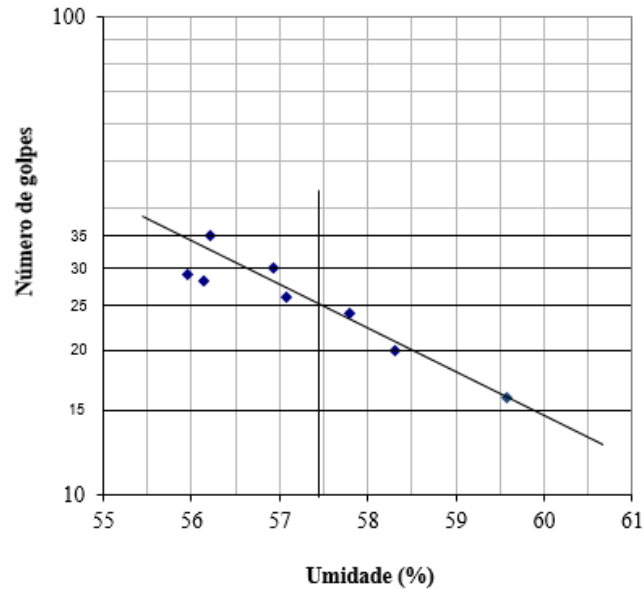
O processo de hidratação do cimento tem início quando é adicionada a água (MAKUSA, 2012). E, enquanto houver umidade, esse processo continua (CROFT, 1967). Como na preparação das amostras, o teor de água adicionado foi baseado no resultado do respectivo limite para o solo puro, deduz-se que a quantidade de água para a amostra com 8% de cimento não foi suficiente para hidratar totalmente as partículas do aditivo. Assim, na massa da mistura de solo-cimento ainda havia grãos de cimento a hidratar. Com isso, o resultado da plasticidade da amostra com 8% de cimento apresentou um valor maior do que o obtido para 5% do aditivo.

- Material passante na #200 + cimento Portland

A Figura 29 apresenta o gráfico do limite de liquidez da amostra passante na peneira #200 + 5% de cimento. No gráfico foi traçada uma reta ajustável indicando o valor de 57% para o limite de liquidez. Neste caso, os pontos de umidade obtidos não sofreram dispersões como nos outros ensaios, sendo traçada apenas uma única reta.

Já o limite de plasticidade variou de 26,99% a 29,29%. Dos 15 pontos tomados como referência, nenhum ficou fora da faixa limite de mais ou menos 5% da média dos resultados. Assim, como resultado final, o limite de plasticidade médio vale 28%.

Figura 29: Limite de liquidez para a amostra de solo passante na #200 + 5% de cimento Portland.



Fonte: AUTOR (2022)

Como resultado do IP, a amostra de solo passante na #200 + 5% de cimento apresenta um valor de IP de 29%. De acordo com a classificação apresentada por Burmister (1949) *apud* Das e Sobhan (2019), o solo apresenta uma plasticidade alta, por estar em uma faixa variando entre 20% e 40% de IP.

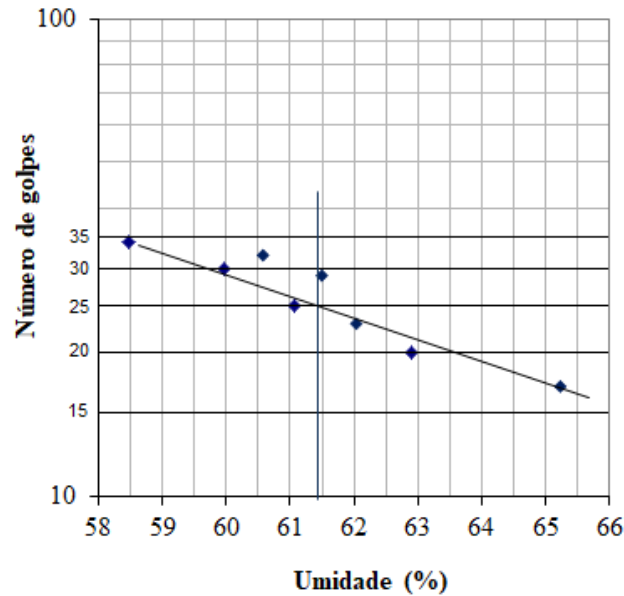
A Figura 30 apresenta o gráfico do limite de liquidez da amostra passante na #200 + 8% de cimento, onde foi traçada uma reta ajustável indicando o valor de 61% para o limite de liquidez. Assim como no ensaio anterior, foi traçada apenas uma reta ajustável por não apresentar dispersões nos resultados de umidade.

Já o limite de plasticidade variou de 39,70% a 44,04%. Dos 10 pontos tomados como referência, apenas um ficou fora da faixa limite de mais ou menos 5% da média dos resultados. Assim, como resultado final, o limite de plasticidade médio vale 41%.

Como resultado do IP, a amostra de solo passante na #200 + 8% de cimento apresenta um valor de IP de 20%. De acordo com a classificação apresentada por Burmister (1949) *apud* Das e Sobhan (2019), o solo apresenta uma plasticidade alta, por estar em uma faixa variando entre 20% e 40% de IP.

A Tabela 6 reúne os resultados médios dos limites de Atterberg para as amostras passantes na peneira #200. Assim como no intervalo granulométrico anterior, observa-se uma redução na plasticidade ao adicionar o cimento.

Figura 30: Limite de liquidez para a amostra de solo passante na #200 + 8% de cimento Portland.



Fonte: AUTOR (2022)

Tabela 6: Limites de Atterberg de amostras passantes na #200.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Solo puro	66	30	36
Solo + 5% cimento Portland	57	28	29
Solo + 8% cimento Portland	61	41	20

Fonte: AUTOR (2022)

Comparando as amostras de solo puro e solo + 5% de cimento, os resultados mostraram uma redução nos limites, com consequente redução em 7% no IP, que pode estar relacionada à ação do cimento Portland em aglutinar/modificar os grãos diminuindo a plasticidade.

Por outro lado, ao comparar as amostra de solo puro e 8% de cimento, observa-se uma redução no limite de liquidez e um aumento no limite de plasticidade, o que leva a reduzir o IP em 16%. Essa diminuição pode estar relacionada à ação modificadora do cimento Portland atuando sobre os grãos.

A Tabela 7 e a Tabela 8 mostram os resultados dos limites de Atterberg para o mesmo teor de cimento nos intervalos granulométricos considerados nesta pesquisa.

Tabela 7. Limites de Atterberg para 5% de cimento nos intervalos granulométricos.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Material passante na peneira #40 e retido na peneira #60	NP	NP	NP
Material passante na peneira #60 e retido na peneira #100	NP	NP	NP
Material passante na peneira #100 e retido na peneira #200	48	34	14
Material passante na peneira #200	57	28	29

Fonte: AUTOR (2022)

Tabela 8. Limites de Atterberg para 8% de cimento nos intervalos granulométricos.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Material passante na peneira #40 e retido na peneira #60	NP	NP	NP
Material passante na peneira #60 e retido na peneira #100	NP	NP	NP
Material passante na peneira #100 e retido na peneira #200	54	36	18
Material passante na peneira #200	61	41	20

Fonte: AUTOR (2022)

Nota-se que a plasticidade do solo é maior para os menores diâmetros dos intervalos granulométricos, isto é, para os menores tamanhos das partículas, mesmo com a presença do aditivo. Para as partículas de solo com diâmetro entre 0,250 mm (#60) e 0,150 mm (#100), o cimento mostrou-se mais efetivo ao modificar a plasticidade, tornando-as não plásticas com 5% de cimento. Para as partículas com diâmetro menor que 0,075 mm (#200), o cimento mostrou-se menos efetivo, porém, reduziu consideravelmente a plasticidade. Assim, a eficiência deste aditivo na redução da plasticidade é mais sensível para partículas granulares.

CONCLUSÃO E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Dos resultados obtidos no programa experimental foi possível comparar os limites de Atterberg em diferentes intervalos granulométricos de um solo laterítico puro e misturado ao cimento Portland. Dessa forma, as seguintes conclusões puderam ser relacionadas:

- 1) variabilidade nos resultados, que podem ser atribuídos, principalmente, à manipulação da amostra (destorroamento e espatulação);
- 2) aumento no limite de liquidez, conforme há uma redução no tamanho dos grãos;
- 3) aumento no limite de plasticidade, porém não apresentando variação entre os menores diâmetros (a partir do material passante na peneira #100), o que parece ser menos sensível à adição de água em relação ao limite de liquidez;
- 4) crescente índice de plasticidade, de acordo com o tamanho dos grãos, isto é, maior plasticidade para menor granulometria;
- 5) a contribuição na plasticidade do solo, quando esta é obtida seguindo as normas técnicas, parece ser atribuição dos grãos de menores diâmetros, uma vez que as maiores plasticidades foram obtidas nos menores diâmetros dos intervalos granulométricos;
- 6) em geral, a adição do cimento reduz a plasticidade, principalmente, nos maiores diâmetros dos intervalos analisados (até o material retido na peneira #100) quando não apresentou plasticidade, sendo necessário menores teores do aditivo;
- 7) a adição insuficiente de água pode proporcionar uma hidratação incompleta do cimento, o que traz menores resultados quanto a plasticidade;
- 8) para um mesmo intervalo granulométrico, é necessária uma maior quantidade de cimento para diminuir a plasticidade;
- 9) para um mesmo teor de cimento, a plasticidade cresce para menores intervalos granulométricos.

Portanto, ficou comprovado que o cimento Portland é um aditivo que reduz a plasticidade do solo com maior eficácia nas frações mais granulares.

Como pesquisa futura sugere-se realizar os ensaios com menores teores de cimento Portland e com adição de outros aditivos (cal, polímero, emulsão asfáltica, entre outros) e uma microscopia eletrônica de varredura dessas misturas. Também, pode-se verificar a variação dos limites de Atterberg controlando o tratamento da amostra, ou seja, realizando o ensaio com destorroamento, sem destorroamento, com secagem prévia e sem secagem prévia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, G. B. O. **Incorporação de escória de cobre pós-jateada a um solo areno-argiloso de Sergipe para aplicação em base de pavimentos**. 2016. 193 f. Tese (Doutorado) – PUC, Rio de Janeiro, 2016.

ALMEIDA, G. B. O.; CAVALCANTE, E. H.; CASAGRANDE, M. D. T. **Aplicabilidade da inserção de escória de cobre jateada em misturas de solo-cimento para camadas de base de pavimentos**. 2017. Revista Pavimentação, ano XII, n. 46, p. 36-52. ISSN 1809 – 1865.

ARAÚJO, R. N. A. **Estabilização de solos lateríticos da região nordeste com emulsão asfáltica catiônica**. 1982. 124 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, Campina Grande, 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6457**: Amostra de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro. 2016. 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6459**: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro. 2016. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7180**: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro. 2016. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 7181**: Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro. 2016. 12p.

AZEVÊDO, A. L. C. **Estabilização de Solos com adição de cal: Um Estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem após a adição da cal**. 2010. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Ouro Preto, Escola de Minas, NUGEO, Ouro Preto, 2010.

BERNUCCI, L. L. B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. 1995. 237 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.

BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G. da; CERATTI, J. A. P.; & SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**, Petrobras: Adeba, Rio de Janeiro, 2008. 500p.

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J. I.; and TODRES, H. A., **Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime – A critical review of literature**. PCA R&D Serial No. 2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois USA, 2003, 60 p.

BLACKALL, T. E. **Géotechnique**. Volume 3, Issue 1, March 1952, pp. 17-19. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.1952.3.1.17>

BLOG SILVANO FORMENTIN. **10 Curiosidades sobre a fantástica rede de estradas do Império Romano**. 2019. Disponível em: <<https://www.blogdosilvano.com.br/post/10-curiosidades-estradas-romanas>>. Acesso em: 10 de novembro de 2022.

CABRITA, A. L. N; FERREIRA, A. I. M. C. **Estudo de um solo da região de Beja, tratado com cal e/ou cimento, para diversas aplicações na engenharia civil**. 2005. 212 f. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil) – Instituto Politécnico de Beja, Escola superior de gestão. Beja, Portugal, 2005.

CARDOSO, F. B. F. **Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro**. 2002. 357p. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-009A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

COSTA, J. H. **Caracterização geotécnica dos solos finos, da faixa litorânea e tabuleiros costeiros do Estado de Sergipe, visando aplicação em pavimentos de rodovias de baixo volume de tráfego**. 2006. 338 f. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco. CTG. 2006.

CRISPIM, F. A. **Compactação de solos: influência de métodos e de parâmetros de compactação na estrutura dos solos**. 2007. 98 f. Dissertação de Mestrado (Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2007.

CROFT, J.B. The influence of soil mineralogical composition on cement stabilization. **Geotechnique**, n.17, p. 119-135, 1967.

CRUZ, M.L.S. **Novas tecnologias da aplicação de solo-cimento**. 2004. 240 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade do Minho, Braga, 2004.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. São Paulo, SP: Cengage, 2019. 712 f.

ENAMORADO, M. A. **Estudo comparativo entre o método mecânico e o método físico-químico para dosagem de solo-cimento**. 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Coordenação dos Programas de Pós-graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

GONDIM, L. M. **Estudo Experimental de Misturas Solo-Emulsão Aplicado às Rodovias do Agropólo do Baixo Jaguaribe - Estado do Ceará**. 2008. 213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, 2008.

HABIBA, A. **A Review on Different Types Soil Stabilization Techniques**. In: International Journal of Transportation Engineering and Technology. Vol. 3, No. 2, 2017, pp 19-24. DOI: 10.11648/j.ijtet.20170302.12

JACOMINE, P. K. T. *et al.* **Levantamento exploratório-reconhecimento de solos do estado de Sergipe**. Recife, EMBRAPA, Centro de Pesquisas Pedológicas, 1975.

LEÃO, M. F. **Fundamentos da mecânica dos solos**. 1. Ed. Campinas: Kronton, 2018. v. 1. 250p.

LEPSCH, I. F. **19 lições de Pedologia**. São Paulo: Oficina de textos, 2011. 299 f.

MACÊDO, M.M. **Solos modificados com cimento – efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos**. 2004. 309 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

MAKUSA, G. P. **Soil stabilization methods and materials in engineering practice**. Department of civil, environmental and natural resources engineering. Lulea University of Technology, 2012.

MARANGON, M. **Utilização de solo-cimento em uma solução alternativa de estrutura de arrimo**. 1992. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). PUC - Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1992.

MASSAD, F. **Mecânica dos solos experimental**. 1. Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. v.1. 287 f.

MENDONÇA, B. L.; ALMEIDA, G. B. O.; CAVALCANTE, E. H.; CASAGRANDE, M. D. T. **Avaliação de parâmetros geotécnicos das misturas de solo, escória de cobre jateada e cimento Portland**. In: 46ª RAPv Reunião Anual de Pavimentação, Brasília - DF - Online, 2021.

MOH, Z. C. **Reactions of soil minerals with cement and chemicals**. Highway Research Record, Washington, d. c. 198: pp. 59, 1965.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. 213 f. São Paulo: Ed. Vilibor, 1995.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. 291 f. São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

PINTO, A. R. A. G. Dissertação: **Fibras de curauá e sisal como reforço em matrizes de solo**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Orientador: Khosrow Ghavami. – PUC. Departamento de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2008.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. 2006, 3ª Edição. Ed. Oficina de textos, São Paulo, SP, 355p.

SALES, Ângela Teresa Costa. **Retração, fluência e fratura em compósitos cimentícios reforçados com polpa de bambu**. 2005, 273p. Tese de Doutorado - Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2005.

SALES, A. W.; RIBEIRO, D. D.; NERY, K. D. **Efeitos da adição de cimento e de cal em um solo da região de Curitiba para fins de pavimentação**. 2017. 93 f. TCC - Engenharia Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2017.

SANTOS, J. F. R. **Estudos da formulação de solo-cimento e solo-cal e respectivas aplicações**. Porto: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2008. (Dissertação de Mestrado).

SANTOS, P. S. **Tecnologia de argilas, aplicada às argilas brasileiras**. 1975, v.2. Ed. Edgard Blücher. São Paulo. 802 f.

SANTOS, V. R.; ALMEIDA, G. B. O.; CASAGRANDE, M. D. T.; CAVALCANTE, E. H. **Influência da escória de cobre jateada na resistência mecânica e na permeabilidade de um solo areno-argiloso**. 2018. Anais do XV Congresso Nacional de Geotecnia, CNG, Ponta Delgada.

SARIOSSEIRI, F.; MUHUNTHAN, B. (2009) **Effect of Cement Treatment on Geotechnical Properties of Some Washington State Soils**. Engineering Geology, 104, 119-125. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.09.003>

SHERWOOD, P. **Soils stabilization with cement and lime. State of the Art Review**. London: Transport Research Laboratory, HMSO, 1993.

SILVEIRA, L. C. S. **Plasticidade de Solos Lateríticos: Métodos de Ensaio e Efeito da Temperatura de Secagem**. 1984. 110p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba.

SOLIZ, V. V. P. **Estudo de Três Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica**. 2007. 182p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro.

VILLIBOR, D. F. **Estabilização granulométrica ou mecânica**. São Carlos: Departamento de Vias de Transporte e Topografia -, 1978. 56 f.

VILLIBOR, D. F.; ALVES, D. M. L., **Pavimentação de baixo custo para regiões tropicais: projeto e construção: novas considerações**. Editora Tribo da Ilha, 1 ed., 546 f, 2019.